

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI  
FIRENZE**



FACOLTA' DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea in  
Ingegneria Civile indirizzo Strutture  
A.A. 2003/04

Tesi di Laurea

*Progetto di una passerella pedonale sul Fiume Arno in località  
Ponte Rotto "Parco Archeologico e Ambientale di Vulci".*



# UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE



FACOLTA' DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea in  
Ingegneria Civile indirizzo Strutture  
A.A. 2003/04

Tesi di Laurea

*Progetto di una passerella pedonale sul Fiume Arno in località  
Ponte Rotto "Parco Archeologico e Ambientale di Vulci".*

Candidato: Jonata Vignolini

Relatori:

Prof. Ing. Paolo Spinelli

Prof. Ing. Salvatore G. Morano

Ing. Marco Lauriola



## RINGRAZIAMENTI

Un sentito ringraziamento al Prof. Ing. Salvatore Giacomo Morano, per la sua costante disponibilità, ed il continuo incoraggiamento nell'affrontare qualsiasi problema, anche nei momenti più difficili. Inoltre un ringraziamento particolare per la passione che mi è stata completamente trasmessa nei confronti di queste strutture, proprio grazie alla sua estrema competenza in materia di ponti.

Ringrazio il Prof. Ing. Paolo Spinelli, per i preziosi suggerimenti nella fase evolutiva del progetto, e per i continui apprezzamenti al materiale presentato.

Un particolare ringraziamento all'Ing. Marco Pio Lauriola, per la sua enorme disponibilità e per la sua notevole competenza nel campo delle strutture in legno.

Desidero ringraziare per la collaborazione offerta allo sviluppo della presente tesi di laurea l'Ing. Alessandro Adilardi, l'Ing. Matteo Filippi e la Cooperativa Archeologia A.R.L di Firenze.

Infine, ma non per ordine di importanza, un sentitissimo ringraziamento a tutta la famiglia che mi è stata sempre vicina, mi ha sostenuto e incoraggiato anche nei periodi più difficili.



## INDICE

### Capitolo 1

#### INTRODUZIONE.

1.1	Introduzione al lavoro.....	1
1.2	L'utilizzo del legno.....	3
1.3	L'architettura dei ponti.....	5
1.4	Le passerelle pedonali.....	8
1.4.1	Le varie tipologie di passerelle pedonali.....	9

### Capitolo 2

#### RILIEVO TOPOGRAFICO ED ANALISI DEL TERRITORIO.

2.1	Considerazioni di progetto.....	14
2.2	Rilievo topografico.....	16
2.3	Indagini idrauliche.....	18
2.3.1	Analisi di progetto.....	21
2.4	Relazione geologica.....	25
2.4.1	Tettonica.....	26
2.4.2	Morfologia della zona circostante il "Ponte Rotto".....	27
2.4.3	Ricerca idrogeologica nei pressi del "ponte Rotto".....	28
2.4.4	Indagini Geognostiche.....	28
2.4.5	Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del ponte.....	30
2.5	Documentazione fotografica.....	36

### Capitolo 3

#### I PONTI IN LEGNO.

3.1	Rendere i ponti in legno più efficaci.....	39
3.1.1	Introduzione.....	39
3.1.2	Utilizzo del legno nei ponti in America.....	39
3.1.3	Ricerca americana sull'impiego del legno nei ponti.....	40

3.1.4	Conclusioni tratte dalla ricerca americana.....	43
3.2	La competitività dei ponti in legno.....	45
3.3	Analisi storica.....	49
3.3.1	Ponti in legno negli stati uniti.....	49
3.3.2	Ponti in legno in Europa.....	51

## **Capitolo 4**

### SCELTA ED EVOLUZIONE DELLA TIPOLOGIA

4.1	Tutte le tipologie realizzabili.....	57
4.2	Scelta della tipologia.....	62
4.3	Evoluzione della tipologia.....	65
4.3.1	Analisi della tipologia a cavalletto.....	66
4.3.2	Conclusioni sulla scelta della tipologia.....	68
4.4	Analisi storica dei ponti sospesi.....	70

## **Capitolo 5**

### I MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI

5.1	I cavi di sospensione.....	80
5.1.1	La produzione delle funi.....	80
5.1.2	Scelta della fune e del dispositivo di ancoraggio.....	91
5.2	Il legno come materiale strutturale.....	93
5.2.1	Resistenza al fuoco.....	105
5.2.2	Attacchi biologici e loro prevenzione.....	110
5.2.3	Cenni storici sul legno lamellare.....	113
5.2.4	Produzione in stabilimento del legno lamellare.....	115
5.2.5	Scelta del legno lamellare.....	120

## **Capitolo 6**

### ALCUNE RECENTI REALIZZAZIONI IN DETTAGLIO

6.1	Passerelle pedonale Hagavor nel Cornwall, Gran Bretagna (2001).....	122
-----	--	-----

6.2	Ponte pedonale sul fiume Simme a Wimmis, Svizzera (1989).....	124
6.3	Passerella pedonale sul fiume Adda a Faedo Saltellino, Italia (2001).....	126
6.4	Passerella pedonale sul fiume Franse a Martigny, Svizzera (1983).....	129
6.5	Passerella pedonale sul fiume Isar a Erding, Germania (1985).....	131
6.6	Passerella stradale sul fiume Emme a Signau, Svizzera (1988).....	133
6.7	Passerella pedonale ad Essing, Germania (1987).....	135
6.8	Passerella pedonale sul fiume Alb, Germania (1905/77).....	138

## **Capitolo 7**

### STUDIO DEGLI EFFETTI DEL II° ORDINE

7.1	Analisi teorica.....	140
7.2	Modello agli elementi finiti, ed effetti del II° ordine.....	152
7.2.1	Modello agli elementi finiti per la struttura oggetto di studio.....	155

## **Capitolo 8**

### PROGETTAZIONE SECONDO L'EC

8.1	Nozioni di base.....	157
8.1.1	Verifiche di sicurezza.....	158
8.1.2	Valori rappresentativi e caratteristici.....	159
8.1.3	Combinazioni di carico.....	160
8.1.4	Le azioni prese in considerazione.....	163
8.2	Resistenza del legno.....	167
8.2.1	Sollecitazioni assiali.....	167
8.2.2	Sollecitazioni flessionali.....	171
8.2.3	Sollecitazioni di taglio e torsione.....	174

8.3	Giunti in legno e giunti in acciaio.....	178
8.4	Le connessioni il legno.....	179
8.4.1	Proprietà fisico-meccaniche.....	180
8.4.2	Capacità portante per mezzi di unione.....	181
8.4.3	Unioni con bulloni e spinotti.....	186

## **Capitolo 9**

### PROGETTAZIONE DELLA STRUTTURA

9.1	Progettazione degli elementi allo S.L.U.....	193
9.1.1	Elementi in legno lamellare.....	193
9.1.2	Elementi in acciaio.....	196
9.2	Progettazione allo S.L.E.....	201
9.3	Progettazione dell'impalcato.....	202
9.4	Progetto delle connessioni.....	206
9.5	Connessioni in acciaio.....	215
9.5.1	Resistenza di progetto delle saldature.....	218
9.5.2	Progetto delle connessioni.....	219
9.6	Vincoli esterni.....	223
9.6.1	Cerniera a perno.....	223
9.6.2	Appoggio fisso.....	224
9.6.3	Appoggio scorrevole.....	225

## **Capitolo 10**

### STUDIO DELLE FORME MODALI, LE VIBRAZIONI E ANALISI

#### SISMICA

10.1	Analisi dinamica.....	227
10.2	Le vibrazioni.....	232
10.3	Analisi sismica.....	234

## **Capitolo 11**

### PILA E SPALLA

11.1	Progettazione della pila e spalla.....	239
11.1.1	Ancoraggio del cavo di sospensione.....	244

## **Capitolo 12**

### STRUTTURE DI FONDAZIONE, MONTAGGIO E PROTEZIONE

#### DELLA STRUTTURA

12.1	Le fondazioni.....	245
12.1.1	Fondazioni su pali.....	246
12.1.2	Calcolo della fondazione su pali.....	249
12.1.3	Fondazione diretta.....	252
12.2	Fase costruttiva.....	254
12.3	Protezione dagli agenti atmosferici.....	256

<b>Bibliografia.....</b>	<b>260</b>
--------------------------	------------

## **Allegato A**

### ALCUNE TAVOLE DI PROGETTO

# CAPITOLO 1

## INTRODUZIONE

### 1.1 Introduzione al lavoro.

L'oggetto della presente tesi è la progettazione di una passerella pedonale sul Fiume Fiora sita nel Parco Archeologico e Ambientale di Vulci, destinata ad un esclusivo uso pedonale da parte di tutti i visitatori del medesimo.

Il progetto consiste nell'analizzare l'ambiente in cui inserire il ponte, in modo tale da realizzare una tipologia che possa inserirsi armoniosamente con la realtà presente, anche a scapito della totale economicità dell'opera. Quindi in una prima fase si cercherà di analizzare quale soluzione si presta meglio alle nostre esigenze, spiegando tutti i motivi di una scelta finale.

In una seconda fase svilupperemo accuratamente la soluzione prescelta, apportando delle modifiche in relazione alle particolari condizioni della nostra realtà. Queste consisteranno in degli accorgimenti dal punto di vista statico in modo che l'opera ottimizzi il suo comportamento a delle particolari esigenze.



Figura 1: Vista del Fiume Fiora dal pianoro della città di Vulci.

Nella terza e conclusiva fase, viene redatto un progetto che coinvolga le tematiche caratterizzanti la tecnica delle costruzioni dei ponti, dedicando attenzione anche a tutte le tappe da seguire durante la posa in opera della costruzione.

Da rilevare un aspetto fondamentale per lo svolgersi di tutto il lavoro è che i direttori del parco archeologico proponenti del lavoro, mi hanno vivamente consigliato di poter scegliere come materiale principale da utilizzare il legno, lasciando comunque libera la scelta al progettista. Questo consiglio è stato da me accolto con particolare interesse, infatti trattare un materiale così vecchio ma allo stesso tempo innovativo è uno dei miei interessi di studio. In realtà la scelta di un materiale per la realizzazione di una opera ed in particolare di un ponte, determina molto spesso lo schema statico dell'opera stessa e per questo dovrebbero essere fatte delle considerazioni più approfondite. Nella realtà al momento della scelta della tipologia del ponte è stato visto se il legno poteva essere un materiale idoneo e come vedremo successivamente ha tutti i requisiti giusti per poter essere utilizzato per questa progettazione.

Per quanto riguarda questa tesi saranno seguite le normative europee, infatti in Italia al momento attuale esiste solo una bozza di normativa sul legno ripresa per altro dagli eurocodici. Inoltre vista la tendenza attuale di effettuare le progettazioni agli stati limite e non alle tensioni ammissibili, ho ritenuto opportuno seguire per intero la normativa europea sia per le parti dell'opera in acciaio e cls, sia per l'analisi sismica. Pertanto le normative seguite sono state l'EC 1, EC 2, EC 3, EC 5, EC 8 alle quali nei casi in cui rimandavano alle normative nazionali ho affiancato il D.M. del 4/5/1990, D.M. del 16/1/96 e la nuova normativa sismica.

## 1.2 L'utilizzo del legno.

Molti progettisti di ponti e di costruzioni in generale, considerano il legno un materiale da costruzione meno desiderabile quando confrontato con l'acciaio ed il calcestruzzo. Sostengono inoltre che il legno sia meno competitivo anche sul piano economico nei confronti degli altri suddetti materiali. In realtà, nel corso degli ultimi anni, si è potuto constatare che l'utilizzo del cemento armato e dell'acciaio nella costruzione dei ponti, non si è rilevato così soddisfacente come si pensava all'inizio, anzi ha presentato non pochi problemi. In generale i ponti esistenti sono degradati molto più all'azione degli agenti atmosferici piuttosto che dall'utilizzo della strada stessa. Un numero considerevole di problemi è legato alla corrosione, alle fessurazioni, alle infiltrazioni d'acqua, alle gelate invernali o ad altre cattive condizioni climatiche, e tali effetti negativi si possono riscontrare persino in opere relativamente nuove.

Il legno con la sua facile reperibilità in molte regioni della terra e la possibilità di un impiego immediato senza molte lavorazioni, peraltro facilmente effettuabili, ne hanno fatto uno dei primi materiali da costruzione impiegati dall'uomo.

Nel passato sono state sovvertite e spesso cancellate tecniche e procedimenti costruttivi con l'introduzione dell'acciaio, e poi quello in calcestruzzo armato. In particolar modo in Italia nel secondo dopo guerra è stato quasi completamente abbandonato l'utilizzo del legno come materiale costruttivo, cosa peraltro non avvenuta in altri paesi dove magari era di più facile reperibilità. In Germania, nei paesi scandinavi, ma un po' in tutto il nord europeo la tecnica costruttiva con il legno non è mai stata abbandonata, anzi si è notevolmente sviluppata una scienza delle costruzioni modernamente intesa, che a mano a mano ha integrato l'impegno, l'intuizione e l'esperienza del mastro carpentiere con metodi di calcolo in grado di dimensionare con precisione aste e nodi, nonché di applicare nuovi sistemi statici e strutturali. Tale sviluppo è stato accelerato anche dalla parallela diffusione di leghe metalliche, che a reso possibile la creazione di nuovi sistemi di giunzione degli elementi in legno con crescenti carichi unitari trasmissibili.

Oggi, dopo un lungo periodo di oblio e diffidenza, anche in Italia abbiamo un ritorno all'utilizzo di questo materiale, il quale con le sue peculiari caratteristiche di resistenza, flessibilità ed estetica, è in grado di soddisfare molte domande con soluzioni efficaci, affidabili ed anche più economiche di quello che pensano le persone comuni e gli stessi operatori del settore.

Inoltre con il sistema costruttivo in legno lamellare, già presente negli anni 20 ma applicato soprattutto nel secondo dopoguerra, grazie allo sviluppo ed all'affidabilità raggiunta dai collanti, è possibile realizzare travate in legno a sezione piena di diverse misure, di lunghezze notevoli ed anche curvate. Andando incontro ad una filosofia della prefabbricazione è quindi possibile produrre travature nelle dimensioni e nelle forme volute, tali da rendere agevole ed economica la realizzazione dei più svariati sistemi statici (archi, gusci, costole, telai ecc.). Altro aspetto fondamentale per le costruzioni in legno è una sempre maggiore importanza nella caratterizzazione dell'ambiente costruito, sia esso interno che esterno, nel suo rapporto con l'ambiente ed il paesaggio naturale. Mediante la combinazione di elementi in legno più massicci con altri più esili in acciaio, si aprono al progettista molteplici possibilità per applicare sistemi costruttivi anche avveniristici.

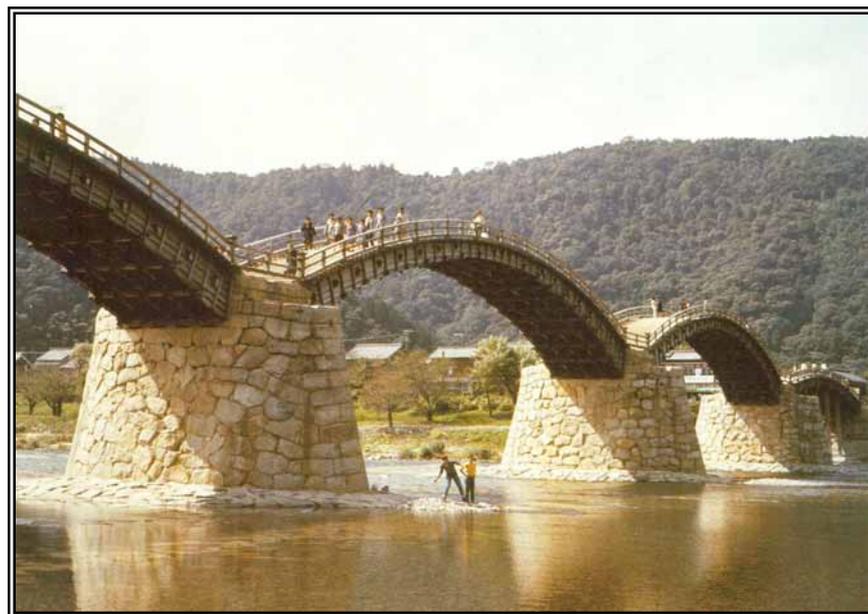


Figura 2: Vista del Kintai Bridge in Giappone.

### 1.3 L'architettura dei ponti.

Il complesso panorama internazionale dell'architettura contemporanea, indipendentemente dalla qualità dei risultati sta trovando sempre più sbocco nell'oriente, dove è sempre più forte l'incidenza e la richiesta della nuova architettura. Questo fenomeno è causato principalmente da un fattore di qualificazione di questi paesi, per motivazioni politico-economiche e di rivalsa d'immagine socio culturale.

Oggi giorno la manutenzione , il recupero e il rinnovo del patrimonio costruito sta divenendo in Italia ed anche nella gran parte del mondo l'ambito prevalente di lavoro a causa di una serie di motivi correlati tra di loro. La nuova edificazione sta invece avendo una forte riduzione ed è lasciata soprattutto a molti interventi minori e raramente a scala urbana. Per quanto concerne l'architettura della progettazione dei ponti può essere suddivisa in varie fasi, partendo dall'ispirazione di un'idea al successivo sviluppo della soluzione finale, fino alla sua realizzazione. La prima cosa da fare è quella di esaminare le funzioni della struttura, definire il luogo più adatto per l'impatto ambientale; procedere comprendendo e sviluppando l'idea progettuale sfruttando le tecnologie dei materiali utilizzati, ma soprattutto conservando la chiarezza contestuale e strutturale per cui è stata pensata l'opera.

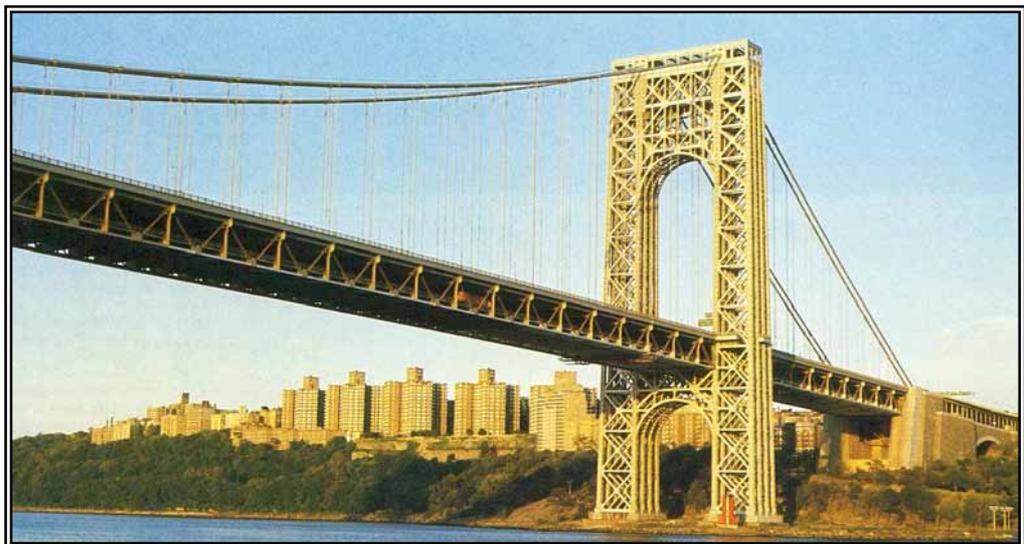


Figura 3: Vista del Gorge Washington Bridge.

L'input decisivo per lo sviluppo dei ponti è avvenuto all'inizio del secolo con il progressivo sviluppo del tessuto viario, per il quale si richiedevano nuove infrastrutture che hanno sempre più acquisito importanza. I ponti costruiti in questo periodo seguono lo sviluppo della tecnologia dei materiali, e fa sì che si modificano in parte gli schemi statici degli stessi. Nel periodo che intercorre fra le due guerre mondiali in Europa si sente la necessità di una ricostruzione veloce delle infrastrutture andate demolite che porta ad un consolidamento delle tecniche esistenti a scapito dello sviluppo delle tecnologie. Negli Stati Uniti invece abbiamo un incremento delle opere, anche di grandi dimensioni con ponti sospesi, a causa del notevole incremento di popolazione. Immediatamente dopo la seconda guerra mondiale abbiamo ancora un periodo di ricostruzione con il seguirsi successivo di uno sviluppo della tecnologia che porta all'era moderna dell'architettura dei ponti.



Figura 4: Vista del ponte di Brooklyn.

Partendo dai ponti romani e medievali che sono ancora ammirati per la loro qualità artistica ma anche per il pensiero degli sforzi sovrumani che hanno richiesto per la loro costruzione, vediamo come il progetto di questi era limitato dall'utilizzo della muratura come materiale strutturale. Limiti

riguardanti la pesantezza e per la limitata elasticità nelle forme e nelle dimensioni. Con lo sviluppo dei materiali strutturali, gli schemi complessivi delle opere sono stati sempre più affinati, ma quasi sempre prendendo spunto dalle precedenti opere e riadattandoli alle esigenze contemporanee dell'epoca. Proprio per questo, un buon progetto moderno, avrà spunti ripresi dalle opere dei più grandi interpreti di questa architettura, quali Telford, Freysinnet, Maillart, Eiffel e Leonhardt.

Nelle opere moderne si cerca di variare i rigori delle forme, conferendo loro una espressione plastica, mantenendo sempre intatti gli schemi di funzionalità dell'opera, in cui l'aspetto estetico è modificato fino ad assumere il carattere di un monumento simbolo nell'ambiente.

Aspetto fondamentale da considerare in una progettazione e che sta acquisendo una sempre maggiore importanza è l'inserimento nell'ambiente dell'opera, sia per l'impatto visivo sia per la valutazione dell'impatto ambientale. L'impatto visivo è importante per caratterizzare un paesaggio, a tal proposito l'opera deve essere in armonia con il paesaggio esistente o viceversa può avere un suo carattere predominante per cercare di segnare in maniera diversa il paesaggio circostante. Il (VIA) comprende la descrizione del progetto e delle sue caratteristiche, il perché della realizzazione dell'opera, della localizzazione scelta, l'analisi delle componenti ambientali potenzialmente influenzabili, la descrizione degli effetti susseguenti alla realizzazione ed eventuali soluzioni per eliminare o ridurre gli effetti sfavorevoli.

## 1.4 Le passerelle pedonali.

Progettare un ponte pedonale è un'attività affascinante e piacevole. Può essere leggero e di forma delicata perché i pedoni sono "leggeri" confrontati con autocarri pesanti. Quando si progetta una passerella ci si può liberare dalle classiche tipologie "stradali e ferroviarie" in modo da liberarsi dai moduli che generalmente sono divenuti usuali per i ponti carrabili, dovuti a restrizioni imposte dal traffico veloce o da costrizioni economiche. Un attraversamento pedonale è diverso da un ponte stradale, in quanto ci si può sostare, conversare, incontrarsi; fanno parte della mobilità di una città e rappresentano un monumento nel panorama urbano. Questi pertanto potranno essere snelli, slanciati, trasparenti, seguendo le architetture della città o crearne un contrasto. Le passerelle pedonali inoltre devono avere una sua funzionalità in relazione al flusso pedonale e ciclabile, in base a ciò potrà avere varie larghezze, ma quello che deve essere garantito è una facile manutenzione per poter avere una lunga durabilità.

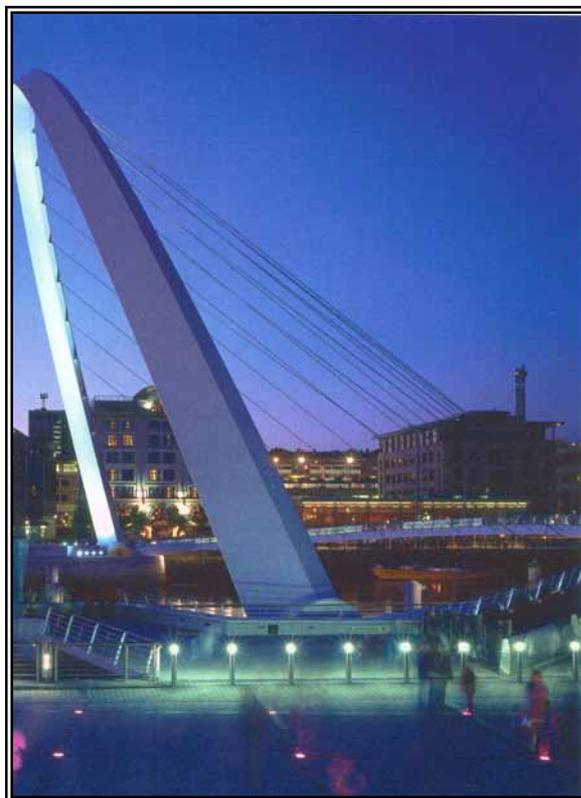


Figura 5: Vista della passerella pedonale Gateshead Millenium Bridge.

### 1.4.1 Le varie tipologie di passerelle pedonali.

Le prime passerelle pedonali, consistevano in un semplice tronco di albero disposto da argine ad argine del fiume, da queste si può poi arrivare ai primi passaggi pedonali sospesi della Cina antica. Questi erano semplicemente composti di tronchi di legno trasversalmente su corde o catene di acciaio forgiate in modo da attraversare larghi fiumi e profonde gole.

Di seguito possiamo vedere alcune esemplificazioni di quelle che erano le passerelle primitive su descritte.

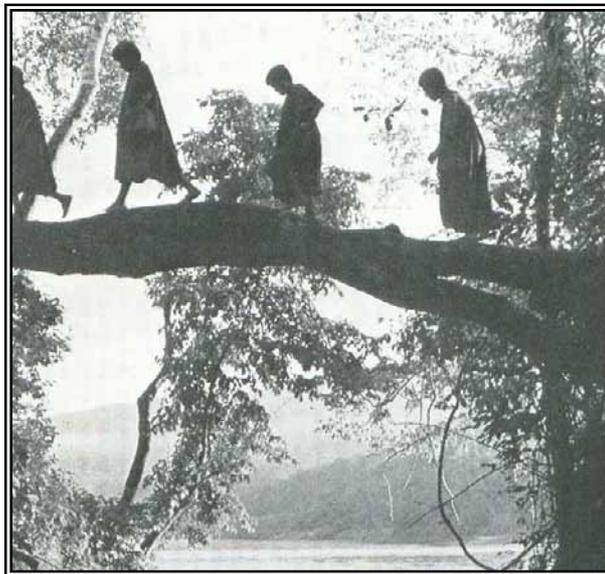
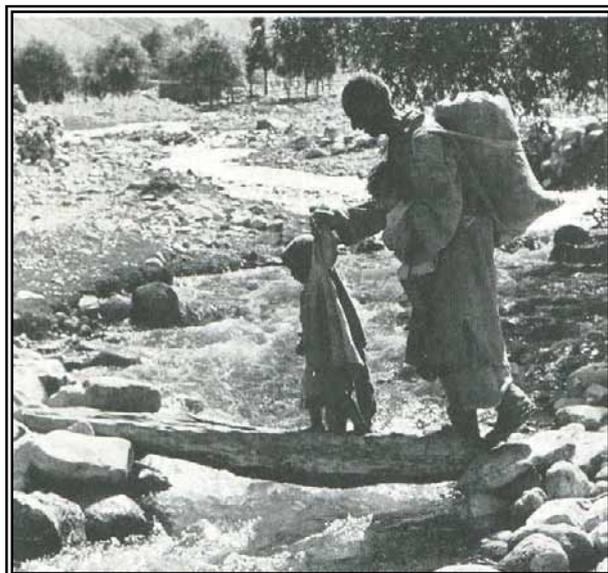


Figura 6: Uno dei primi attraversamenti pedonali nel Hindukush.

Figura 7: Uno dei primi attraversamenti pedonali nel Hindukush.



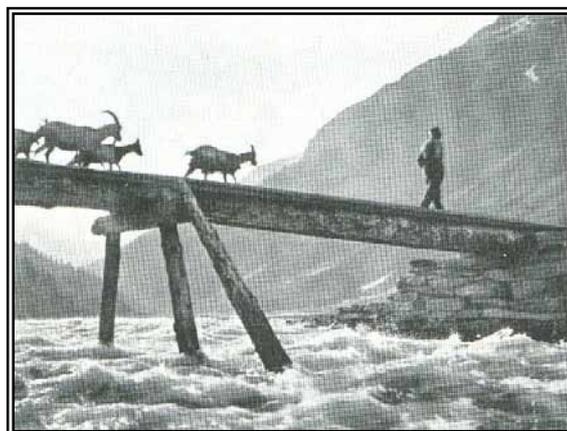


Figura 8: Uno dei primi attraversamenti pedonali sulle Alpi.

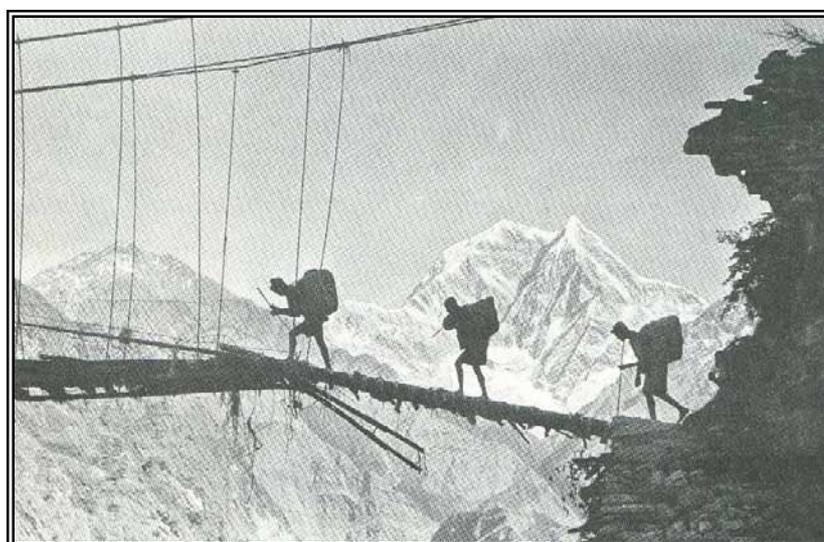


Figura 9: Uno dei primi attraversamenti sospesi in Himalaya.

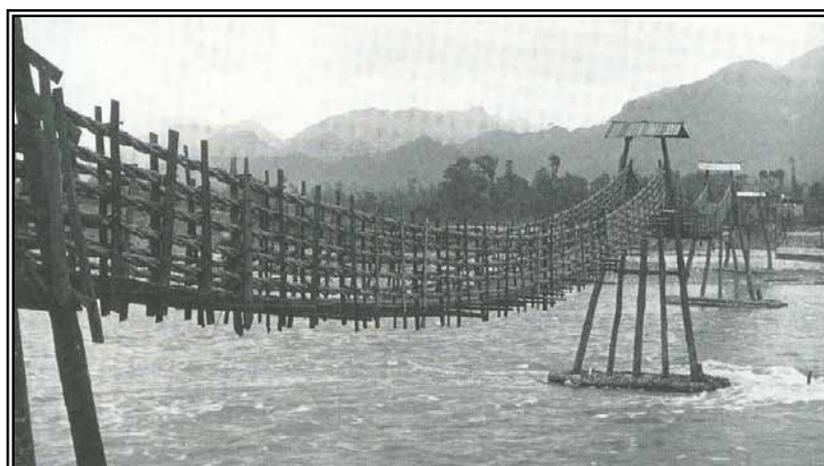


Figura 10: Attraversamento pedonale sul Min River in China (552 m).

Da queste soluzioni si possono già intravedere degli schemi statici che sono quelli dei nostri ponti moderni, infatti dalla rassegna precedente si può intravedere sia la tipologia a travata sia quella sospesa che piano piano si evolve fino ad arrivare a schemi più definibili (vedi figure pagina precedente). Notare come il materiale usato per primo sia stato ovviamente il legno, successivamente ha preso campo la muratura (resistenza a compressione) con le passerelle ad arco che possiamo ammirare anche sulle nostre alpi dove ne esiste ancora degli splendidi esempi.

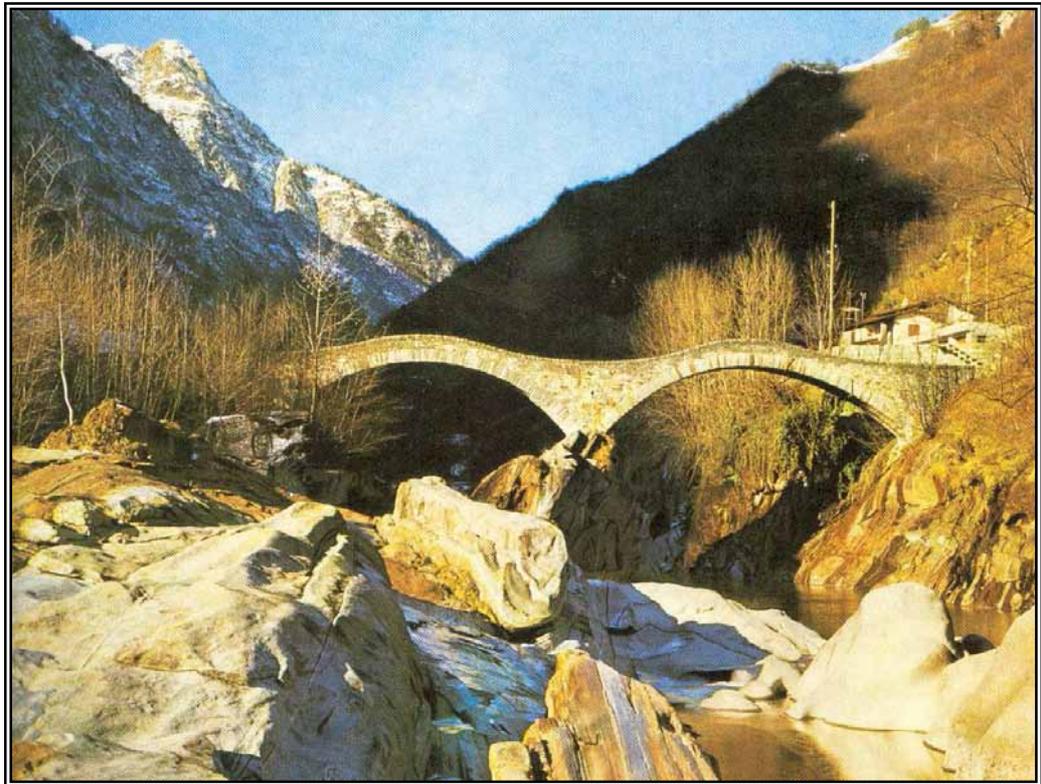


Figura 11: Verzasca bridge in Svizzera.

Con l'evoluzione dei materiali (scoperta del cls armato), anche questa tipologia a subito notevoli mutamenti; arrivando ad aver dei ponti con degli archi sottilissimi dall'aspetto gradevolissimo.

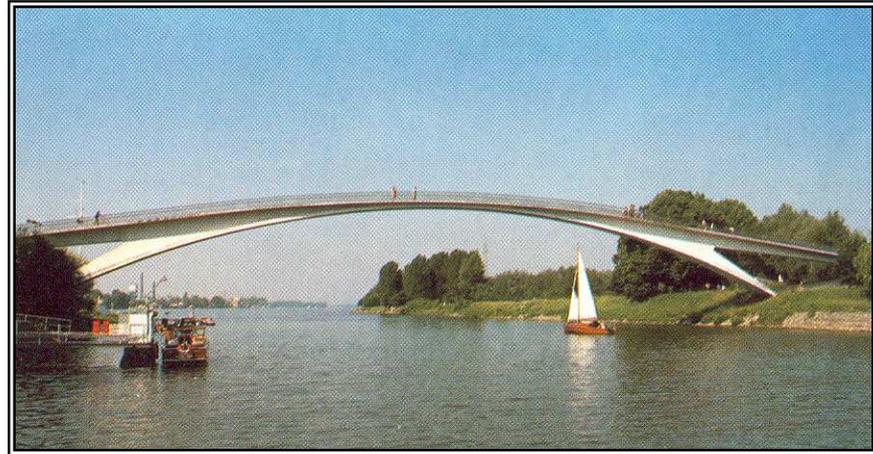


Figura 12: Attraversamento pedonale sul Rems, Waiblingen.

La tipologia di ponte sospeso è quella che ha avuto sempre più diffusione negli ultimi anni, questo è dovuto non solo all'evoluzione dei materiali da costruzione ma soprattutto perché sono state sviluppate teorie di calcolo che permettono di essere pienamente in controllo dei risultati che otterremo. Altro aspetto da non sottovalutare è il carattere di monumentalità che acquisiscono queste opere, che diventano veri e propri simboli di riferimento per un paesaggio oltre ovviamente ad essere attrazione turistica.

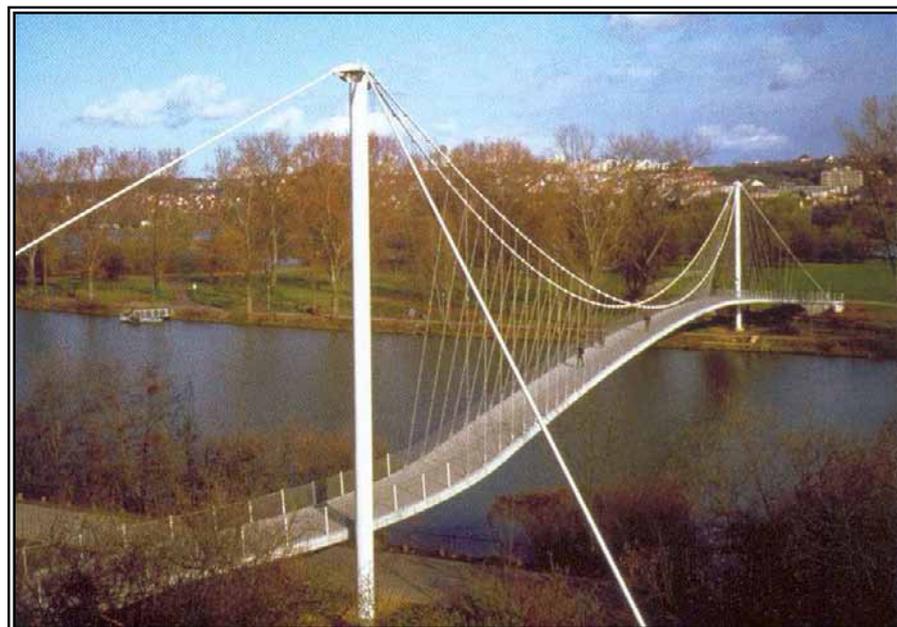


Figura 13: Vista della passerella pedonale Fubgangerbrücke über Neckar.

La costruzione degli attraversamenti pedonali avveniva prevalentemente perché era necessario superare degli ostacoli naturali, prevalentemente fiumi. Successivamente agli sviluppi urbani spesso incontrollati, durante gli ultimi decenni, la maggioranza dei ponti pedonali sono stati costruiti per poter attraversare le strade con traffico pesante; in modo da ricreare i percorsi pedonali e ciclabili quasi inesistenti nelle moderne città.

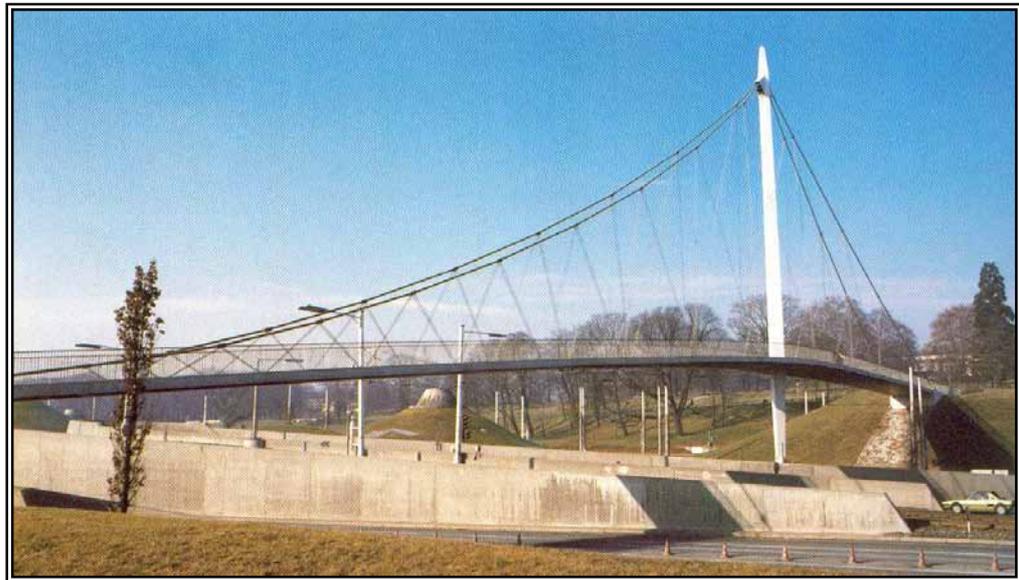


Figura 14: Attraversamento pedonale sul Neckar Mannheim.

## **CAPITOLO 2**

### **RILIEVO TOPOGRAFICO ED ANALISI DEL TERRITORIO**

#### **2.1 Considerazioni di progetto.**

L'attraversamento pedonale da progettare dovrà essere inserito all'interno del Parco Archeologico e Ambientale di Vulci sito nel comune di Montalto di Castro. La necessità di dover realizzare tale ponte deriva dal bisogno di creare un collegamento tra il decumano dal pianoro della città di Vulci con la riva destra del fiume Fiora, in cui si trovano la Necropoli di Ponte Rotto, la tomba Francois e il Tumulo della Cuccumella. Il parco è in fase di sviluppo in quanto devono ancora essere effettuati molti scavi per poter mettere a luce tutte le meraviglie della civiltà passata qui sotterrate. L'idea è quella di rimettere a luce non solo i manufatti ma anche tutti i percorsi originali che collegavano gli stessi. Proprio per questo il ponte da progettare ha una posizione già ben definita (località Ponte Rotto), in quanto deve sostituire il vecchio ponte che negli anni si è completamente distrutto.

Importante per poter studiare la tipologia di ponte realizzabile è vedere le condizioni topografiche, geologiche, idrauliche e ambientali che si trovano nel posto localizzato.

Mediante un sopralluogo ho potuto constatare le condizioni ambientali in cui andrà ad inserirsi l'opera e di seguito sarà elaborata una documentazione fotografica. Le caratteristiche geologiche del terreno su cui andrà a gravare le fondazioni dell'opera sono invece state dedotte da una relazione geologica fatta fare appositamente dalla Società Mastarna committente del lavoro. Per quanto riguarda le condizioni idrauliche del bacino, queste possono essere ricavate dal lavoro di tesi fatto fare dalla stessa Società Mastarna a Matteo Filippi laureando in Ingegneria Ambientale di Firenze. La tesi si basa proprio su uno studio idraulico dettagliato del fiume Fiora, dal quale posso ottenere tutti i dati

riguardanti le portate di piena e non solo. Per ricavare il rilievo topografico della sezione in cui si svilupperà il ponte, posso sempre attingere dalla tesi su citata, nella quale il candidato per studiare il comportamento del bacino ha dovuto fare dei rilievi topografici assistito da un topografo e tra le sezioni battute c'è anche quella su cui dovrà passare il ponte.

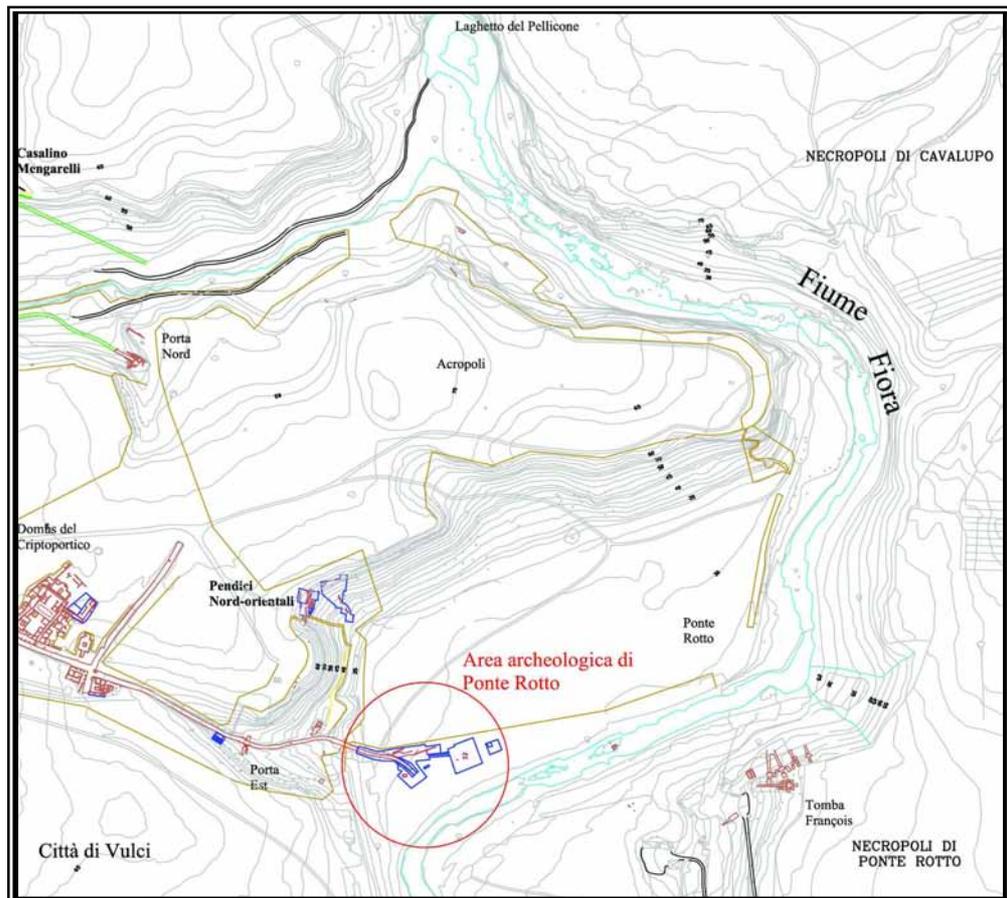


Figura 1: Pianta del territorio in esame.

## 2.2 Rilievo topografico.

Per poter determinare con precisione tutte le quote e le distanze della sezione su cui sarà realizzato l'attraversamento pedonale, sono stati usati strumenti topografici facendo una rilevazione di varie sezioni del bacino. Di queste sezioni quella che interessa è la Sezione N°5 che attraversa l'isolotto in cui poggiava il vecchio ponte "Ponte Rotto". Di seguito è stata riportata una pianta con tutte le sezioni battute, una tabella con tutte le relative coordinate ed un profilo della Sezione N°5.

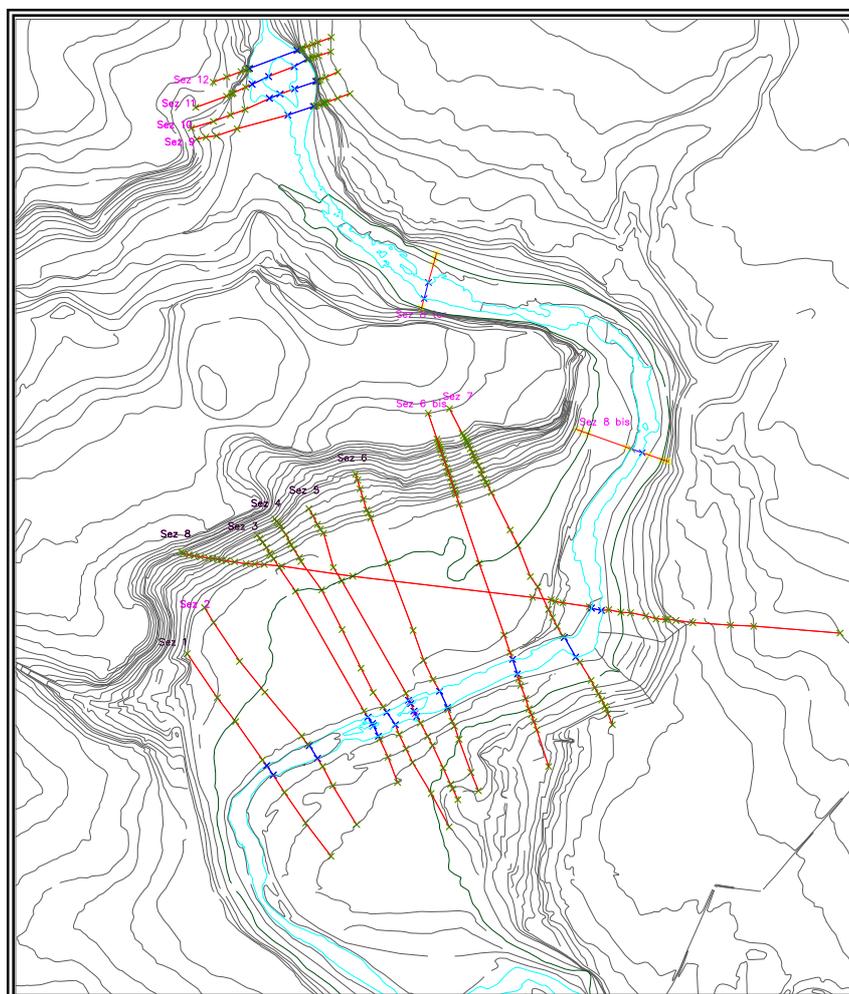


Figura 2: Pianta con tutte le sezioni rilevate.

Punto Battuto	Coordinate nell'UCS Corrente			Distanza Rilevata
	X	Y	Z	
1	1716867.65	4699799.59	40.00	-----
2	1716872.59	4699790.90	38.00	9.99
3	1716877.63	4699780.84	36.00	11.25
4	1716881.00	4699775.01	34.97	6.74
5	1716884.98	4699770.28	34.00	6.18
6	1716896.48	4699729.35	30.74	42.51
7	1716906.51	4699713.48	30.00	18.78
8	1716982.71	4699578.79	25.00	154.75
9	1716985.62	4699570.56	21.31	8.72
10	-----	-----	20.77	0.00
11	-----	-----	20.69	2.00
12	-----	-----	20.69	2.00
13	1716988.24	4699566.40	21.25	0.92
14	1716992.06	4699557.68	21.19	9.52
15	-----	-----	20.63	0.00
16	-----	-----	20.63	2.00
17	-----	-----	20.70	4.00
18	1716995.18	4699551.12	21.46	1.27
19	1716999.70	4699543.16	25.00	9.15
20	1717008.22	4699527.39	26.00	17.93
21	1717013.91	4699516.63	28.00	12.17
22	1717026.50	4699489.57	30.00	29.84
23	1717035.46	4699470.07	32.00	21.46
24	1717038.01	4699464.68	34.03	5.97
25	1717044.11	4699451.39	35.01	14.62

Tabella 1: Coordinate di tutte le sezioni battute.

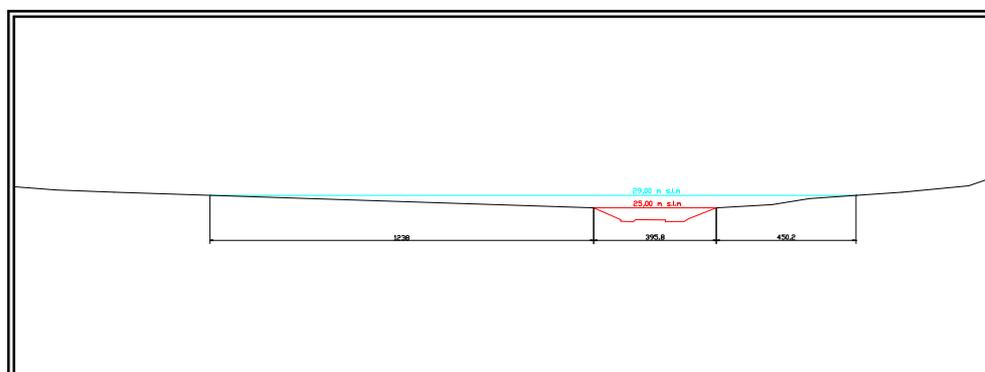


Figura 3: Profilo della Sezione N°5.

## 2.3 Indagini idrauliche.

Nel caso di attraversamenti di corsi d'acqua, una vecchia classificazione del *CN.R* definisce ponti le strutture aventi luce maggiore di 6m, ponticelli i manufatti con luce compresa tra 1.50m e 6.00 m e tombini le strutture di minori dimensioni.

I problemi idraulici che si possano riscontrare nella costruzione di un ponte sono principalmente due:

- ✓ che il deflusso delle piene e dei corpi che eventualmente possono essere trascinati avvenga in condizioni di sicurezza sia per il ponte che per i tratti di monte e di valle del fiume, interessati dall' opera.
- ✓ che sia assicurata la stabilità delle opere di fondazione delle spalle e delle eventuali pile intermedie.

Facendo riferimento alla circolare n. 34233 del Ministero dei Lavori Pubblici del 25 febbraio 1991 che, per la parte propriamente idraulica, detta le *Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali*, si può ricavare tutti i limiti da rispettare e le analisi da eseguire.

Un aspetto importante da considerare nel posizionamento altimetrico dei ponti riguarda il franco e la sua misura: entrambi da intendersi come riserva di sicurezza per controllare, da un lato, eventi di piena più rari di quello di progetto, e, da un altro, fatti e fenomeni che possano dare luogo a pericolose forme di instabilità idraulica e strutturale. Conviene ricordare che per i corsi d'acqua arginati è previsto un franco di almeno 1.00 m rispetto alla sommità arginale: franco e sommità stimati con riferimento alla massima piena conosciuta in un lungo periodo di osservazione, e, comunque, alla piena con frequenza almeno centenaria.

Un altro accorgimento, in aggiunta al franco normale minimo, è che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6-7 m nei casi in cui per esempio si tema il transito di alberi ad alto fusto. L'ostruzione di un ponte può infatti creare condizioni di estrema pericolosità. La sua tracimazione o il suo

sormonto, in aggiunta ad una sollecitazione orizzontale (impropria delle sue strutture, può causare uno stato di deflusso rigurgitato verso monte non più contenibile entro l'alveo; oppure dar luogo, per l'improvvisa rimozione dell'ostruzione e non per il collasso della struttura, ad un'onda improvvisa che, liberando in pochissimo tempo l'invaso formatasi e i materiali trattenuti a monte, si propaga a valle con elevata potenza distruttiva. Da rilevare che per ottenere una buona funzionalità e durabilità del ponte oltre ad eseguire una ordinaria manutenzione allo stesso, bisogna sempre effettuare una manutenzione anche agli argini dell'alveo, in modo tale da scongiurare il transito di eventuali alberi seccati e finiti nell'alveo.

I risultati che tratteremo di seguito “ricavati dalla tesi di Matteo Filippi” sono stati ottenuti con il programma di calcolo HEC-RAS vers.3.1.1 “Hydrologic Engineering Center – River Analysis System”, nel quale introducendo il profilo longitudinale con le sezioni battute, ed introducendo tutte le caratteristiche dell'alveo; ad ogni input della portata di acqua, rileva il comportamento delle acque, definendo, le quote di sezione, le velocità ecc... Purtroppo i dati in possesso delle portate di piena sono riferite ad un tempo di riferimento rispettivamente di 30 anni e di 200 anni, questi valori sono utili solo in parte per poter determinare l'imposta dell'intradosso della travata centrale. Considerando che il ponte che sarà realizzato è in legno di larice, con tutte le precauzioni prese per garantire la massima curabilità, avrà una vita prevista di circa 50-60 anni. Il livello di piena ottimale da considerare sarebbe quello con un tempo di ritorno di 50 anni, al limite potrebbe essere utilizzato a favore di sicurezza quello previsto per un tempo di ritorno di 100 anni. Il valore previsto per un  $Tr = 200$  anni è sicuramente eccessivo, viceversa quello con un  $Tr = 30$  anni è troppo a sfavore di sicurezza.

La portata di piena con  $Tr = 30$  anni è di  $875 \text{ m}^3/\text{sec}$ , quella con  $Tr = 200$  anni è di  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

Di cui si riportano i seguenti livelli in corrispondenza della sezione:

- ✓ Fondo 20.00 m.s.l.m.
- ✓ Altezza scoglio più alto dell'isolotto 21.50 m.s.l.m.
- ✓ Altezza argini dx e sx 25.00 m.s.l.m
- ✓ Altezza raggiunta dalla piena trentennale 29.00 m.s.l.m
- ✓ Altezza raggiunta dalla piena duecentennale 30.60 m.s.l.m.

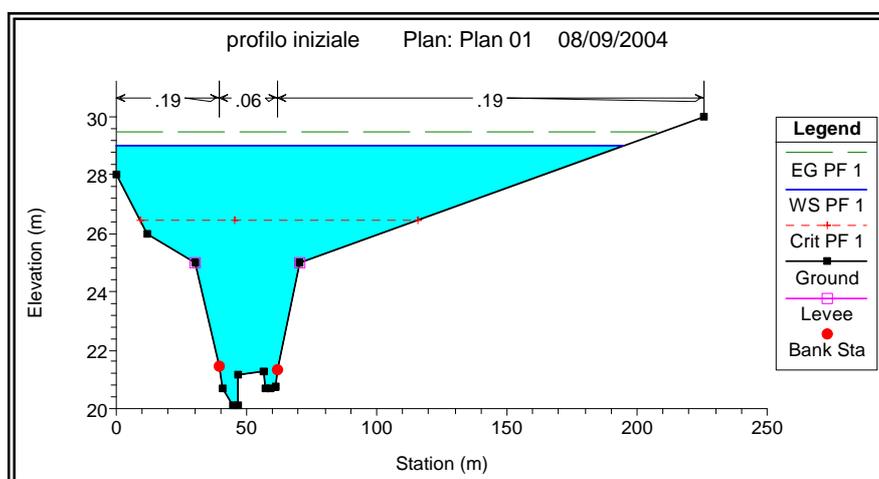


Figura 4: Livello di piena trentennale nella sezione di passaggio del ponte.

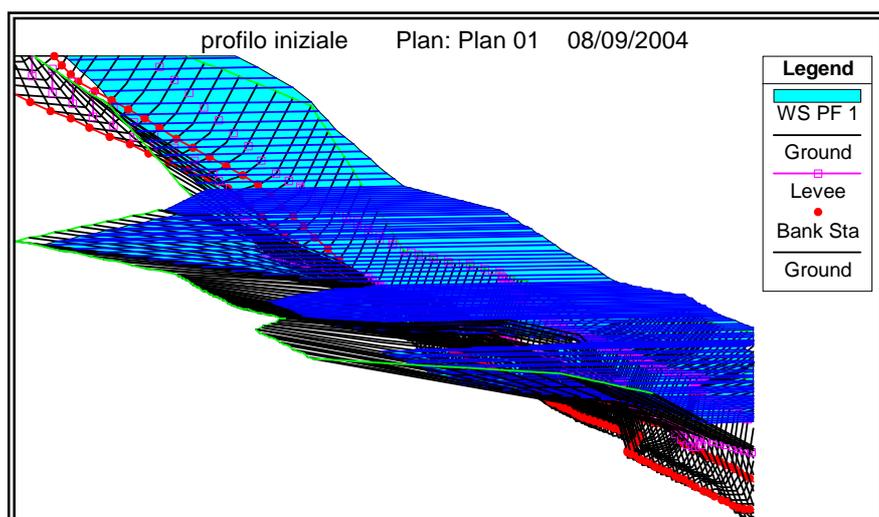


Figura 5: Profilo del Fiume Fiora per una piena trentennale.

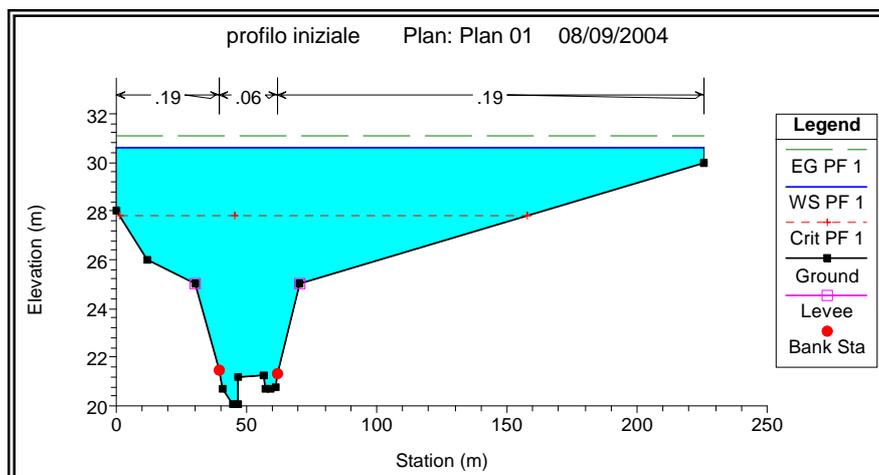


Figura 6: Livello di piena duecentennale nella sezione di passaggio del ponte.

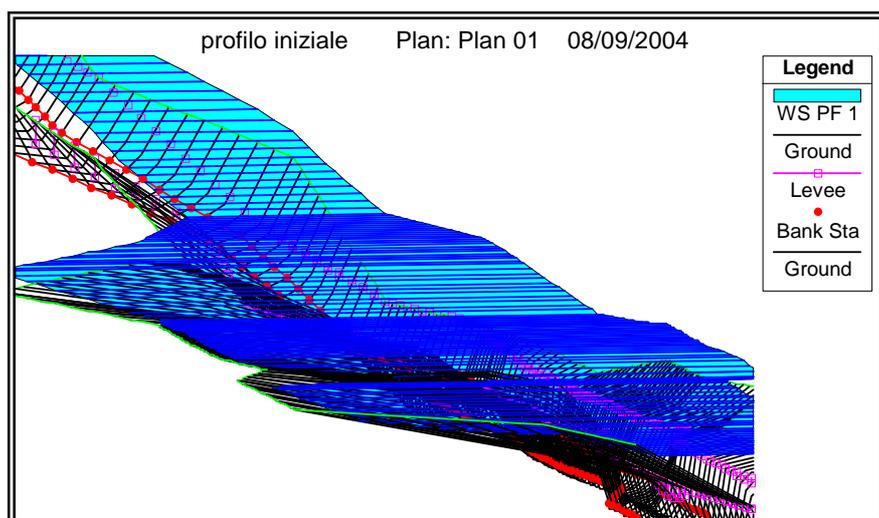


Figura 7: Profilo del Fiume Fiora per una piena duecentennale.

### 2.3.1 Analisi di progetto.

Al profilo studiato nella tesi su citata è stato inserito il da me il ponte, in modo tale da poter capire il comportamento in modo migliore. La quota di imposta che è stata scelta per l'intradosso della travata centrale del ponte è di 29.70 m.s.l.m, quindi considerando un franco libero di 70 cm sul livello di piena trentennale. Questa scelta sembrerebbe azzardata e poco cautelativa, ma in realtà guidata da un ragionamento ben preciso basato su alcuni aspetti che di

seguito sono trattati. La riva sinistra del fiume Fiora è delimitata dal pianoro della città di Vulci, la quale ha una quota che parte da 25 m.s.l.m e cresce molto lentamente, questo fa sì che la piena inonda tutta la superficie e quindi sicuramente le estremità del ponte sarebbero sicuramente inondate; inoltre alzando molto il ponte, per aumentare il franco, aumenta anche notevolmente lo sviluppo dello stesso, in quanto la rampa di accesso deve rispettare la pendenza massima imposta dalle barriere architettoniche e si allunga molto. Nel caso la riva sinistra avesse avuto una pendenza notevole, il franco sarebbe potuto essere alzato, senza influire più di tanto sullo sviluppo dello stesso ponte.

Analizzando questi aspetti, si è ritenuto opportuno non alzare molto il ponte, per limitarne lo sviluppo (rendendolo più gradevole anche esteticamente). Al tempo stesso dovremo considerare il caso in cui il ponte sia investito dalla corrente dell'acqua, e per capirne meglio il comportamento è stato sviluppato un modello con Hec-Ras che contenesse il ponte, come ostacolo al corso della piena.

Studiando il comportamento della corrente con il ponte introdotto, possiamo vedere che prendendo una portata di progetto  $Q_p = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ , il livello della piena che investe il ponte è di 30.22 m.s.l.m. Accettando questo valore per poter effettuare il progetto si nota come la travata centrale del ponte è investita per un'altezza di 52 cm. La pressione che esercita la corrente sul ponte è ottenuta mediante la relazione:

$$P_c = \rho v^2 / 2$$

L'output del programma oltre a darci i livelli della corrente nelle varie sezioni, ci fornisce anche i valori della velocità della corrente di mezzera, di riva sinistra e destra.

Di seguito riportano tutti i dati necessari per lo studio, relativi alla nostra portata di progetto  $Q_p = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

Livelli in corrispondenza della sezione:

- ✓ Fondo 20.00 m.s.l.m.
- ✓ Altezza scoglio più alto dell'isolotto 21.50 m.s.l.m.
- ✓ Altezza argini dx e sx 25.00 m.s.l.m
- ✓ Altezza raggiunta dalla piena 30.22 m.s.l.m
- ✓ Velocità della corrente in corrispondenza della sezione:
- ✓ Velocità di mezzeria 3.70 m/sec
- ✓ Velocità di riva sinistra 0.54 m/sec
- ✓ Velocità di riva destra 0.73 m/sec

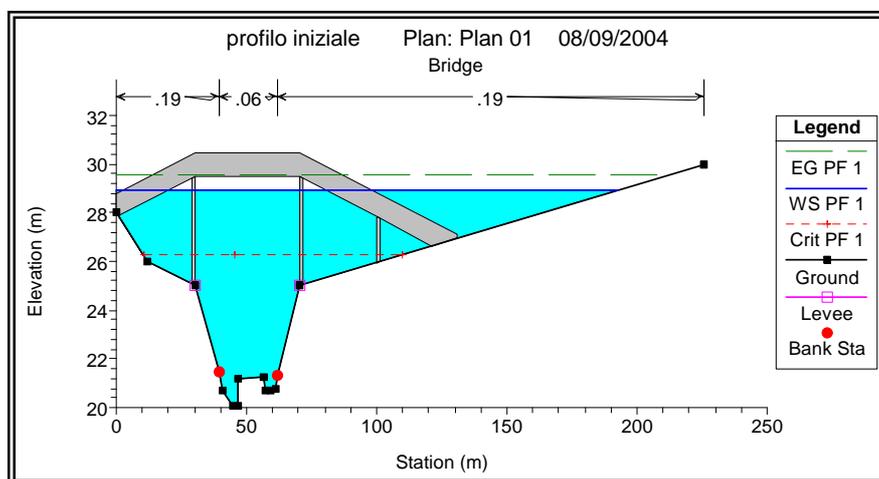


Figura 8: Livello di piena trentennale nella sezione con il ponte inserito.

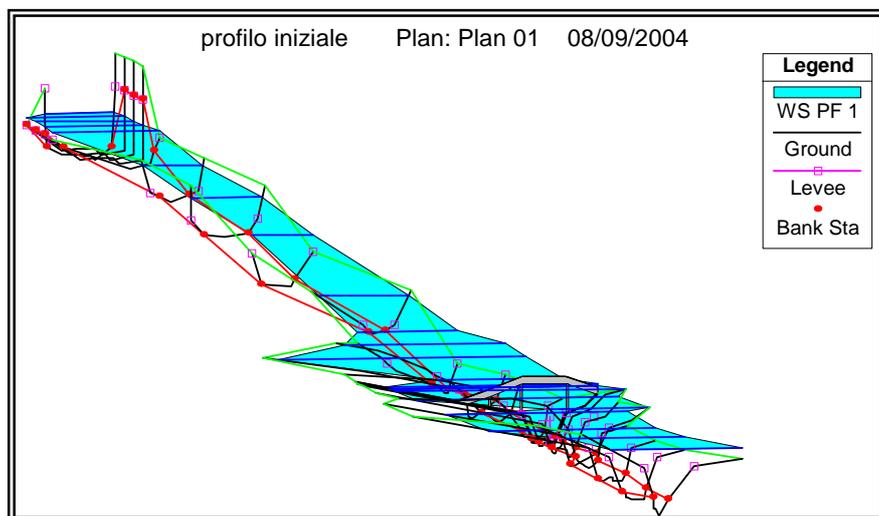


Figura 9: Profilo del Fiume Fiora per una piena trentennale, con l'inserimento del ponte.

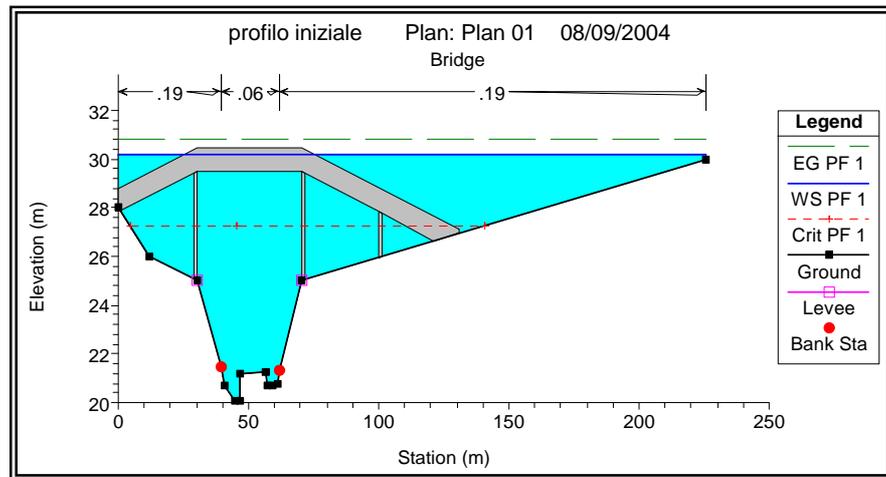


Figura 10: Livello di piena duecentennale nella sezione con il ponte inserito.

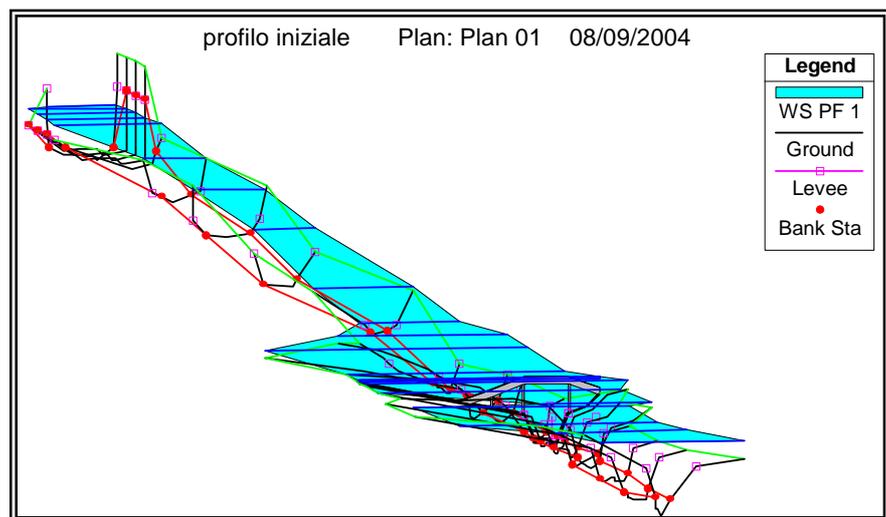


Figura 11: Profilo del Fiume Fiora per una piena duecentennale, con l'inserimento del ponte.

Avendo effettuato un ragionamento del genere, al momento della verifica della struttura, dovremo considerare anche una combinazione di carico eccezionale che tenga conto della pressione esercitata dalla piena. Prendendo una portata di progetto pari a  $1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ , si ritiene di avere un buon coefficiente di sicurezza; considerando che la portata con  $Tr = 200$  anni è di  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

## 2.4 Relazione Geologica.

Di seguito vengono esaminati gli aspetti geologico-tecnici relativi alla progettazione esecutiva di un ponte sul fiume Fiora in corrispondenza del "Ponte Rotto". Tutte le notizie ed i dati riportati sono stati ricavati dalla relazione geologica fatta fare dalla società Mastarna S.p.a alla dottoressa Maria Bruno.

Analizzando il *quadro geologico, morfologico e idrogeologico* dell'area si può vedere come la zona studiata, ricadente nel bacino idrografico del fiume Fiora, è costituita da una successione di terreni a partire dalla sequenza sedimentaria del Pliocene sui quali poggiano in discordanza una serie quaternaria, marina e continentale.

L'area della Toscana meridionale e del Lazio settentrionale che si estende, lungo il margine tirrenico dell'Appennino settentrionale, da Roma al Monte Amiata è stata sede durante il Neogene di una storia evolutiva complessa. In questo periodo si sono succeduti vari episodi di subsidenza che hanno portato allo sviluppo di bacini marini e continentali, e processi importanti e differenziali di sollevamento. La regione è anche stata interessata, sin dal Pliocene, da un'intensa attività vulcanica caratterizzata da una migrazione nel tempo e nello spazio dei centri eruttivi, associata a profondi cambiamenti nella composizione dei magmi emessi. Il momento di massima estensione marina nel Pliocene inferiore coincide con la massima estensione marina di tutto il Pliocene. Nel generale movimento di sprofondamento dell'area in esame si individuano zone a forte subsidenza (fosse), nelle quali si ha un rapido accumulo di sedimenti, e zone a subsidenza debole o nulla (dorsali), che in gran parte rimangono emerse. La distribuzione delle litofacies più caratteristiche (argille, sabbie, conglomerati e calcari detritico-organogeni) è legata alla posizione più o meno distale rispetto alle zone di alto.

A partire dalla fine del Pliocene inferiore in tutta l'area si verifica una fase regressiva per il sollevamento della fascia dal monte Amiata, verso SSE, fino alla zona di Bacciano. Tale sollevamento condiziona la futura configurazione paleogeografica dell'area, determinando un progressivo restringimento delle

zone occupate dal mare.

Nel Pliocene medio e superiore persiste in tutta l'area una generale regressione marina, caratterizzata, successivamente, nel Pleistocene inferiore da cicli marini legati a sprofondamenti tettonici e non a movimenti eustatici.

Il Pleistocene medio e superiore è rappresentato da cicli marini e continentali. L'attuale quota dei depositi più antichi implica una componente tettonica di sollevamento; per quanto riguarda invece i tre livelli più recenti, dei quali uno a *Strombus*, le loro quote attuali rientrano nei limiti delle possibili variazioni eustatiche. In copertura alle anzidette sequenze sedimentarie si rinvengono i depositi appartenenti al sistema vulcanico di Latera (Pleistocene).

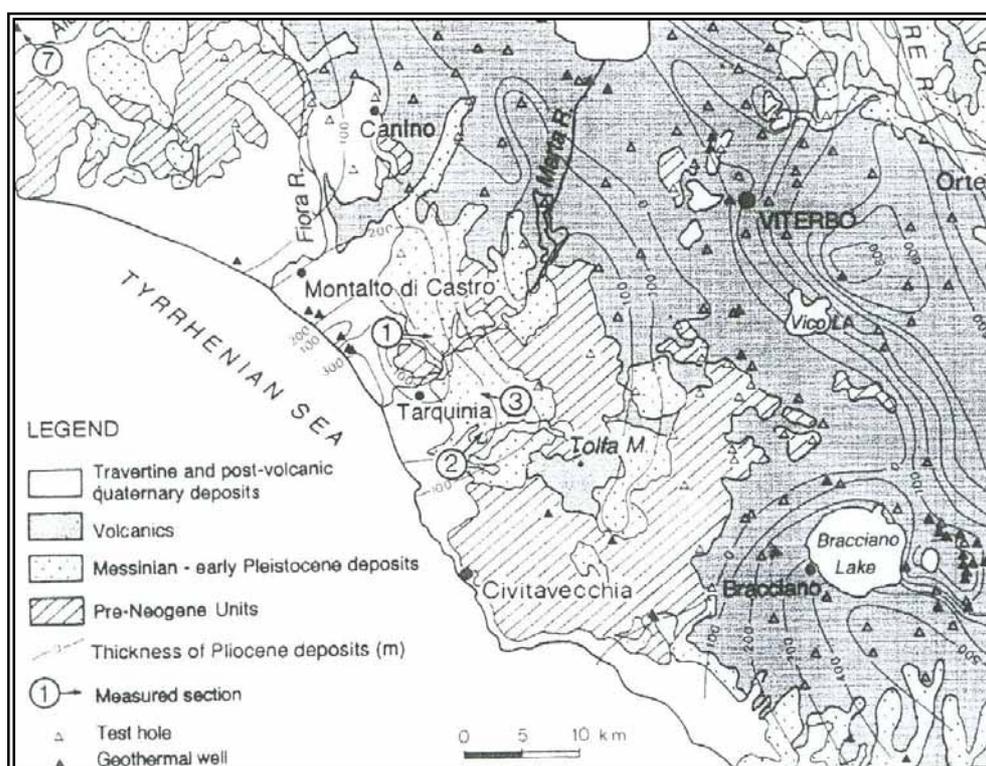


Figura 12: Carta geologica schematica dell'area in studio e isopache dei sedimenti pliocenici.

### 2.4.1 Tettonica.

Dopo la fase tortoniana, nel corso della quale si è verificato la messa in posto delle falde dell'appennino centro-settentrionale, un nuovo stile tettonico si instaura in Toscana, nell'alto Lazio nell'Umbria occidentale.

Si tratta, come precedentemente riportato, di uno stile rigido e distensivo con formazione di *horst* e *graben* sviluppati in direzione da nord-sud ad appenninica. Questo nuovo regime tettonico si manifesta attraverso due fenomeni concomitanti. Una frammentazione della crosta in blocchi rigidi, soggetti a dislocazioni differenziali lungo faglie dirette ed una successione di movimenti alterni di sprofondamento e di sollevamento di ampiezza regionale. Al primo fenomeno è legata soprattutto la configurazione paleogeografica dell'area in esame, al secondo la successione delle principali fasi di ingressione e regressione marina. L'intersezione di questi due ordini principali di faglie e delle numerose altre fratture ad esse coniugate, determina un quadro tettonico estremamente complesso, che si presenta attualmente come un mosaico di blocchi differentemente dislocati ed inclinati, ai quali corrispondono una serie di bacini plioleistocenici.

#### **2.4.2 Morfologia della zona circostante il “Ponte Rotto”.**

Ad un esame morfologico generale, tutta l'area esaminata si presenta costituita da un ampio tavolato debolmente inclinato verso il mare e inciso da valli più o meno pronunciate. Ad un esame più dettagliato si possono distinguere alcune differenti superfici pianeggianti o debolmente inclinate, variamente sospese le une rispetto alle altre.

La spianata 1 è conservata per estensioni molto limitate e in particolare fra le quote di 50 e 110 metri s.l.m. (nei pressi del fosso del Tafone). Queste superfici sono caratterizzate da una marcata planarità, in parte alterata da deboli ritocchi erosivi, e da una pendenza mediamente rivolta verso SW, con inclinazione dell'ordine, al massimo, dell'1 %.

La spianata 2 è osservabile su ampie estensioni in sinistra del Fiora e, in particolare, a nord della S.S. Aurelia fra le quote di 35 e 55 metri s.l.m., ed è caratterizzata ovunque da una discreta planarità, con inclinazione dell'ordine dello 0.7 %, mediamente rivolta verso SW. In conclusione questa spianata è interpretabile come una superficie di erosione continentale (fluviale ed eolica) la cui planarità è essenzialmente condizionata dall'andamento pianeggiante dei litotipi sotto stanti ("Complesso Continentale di C. Palombini").

Sulla destra del Fiora, nei pressi dell'area di indagine, la spianata 2 non è conservata. Sono invece largamente sviluppate paleo-superfici geometricamente analoghe, sviluppate a quote comprese tra i 25 ed i 40 metri circa, sulla unità sottostante del "Complesso Fluvio-Iacustre a Vulcaniti Rimaneggiate"; nel loro insieme queste spianate sono interpretabili come estesi lembi di antiche superfici di erosione che hanno ritoccato l'originaria spianata 2 asportando completamente parte degli orizzonti che originariamente la costituivano.

La spianata 3 è una superficie pianeggiante, alla quota di circa 25-5 metri s.l.m., debolmente inclinata verso SW. Lembi di paleo-superficie si rinvengono a valle della S.S. Aurelia e nella zona di Marina di Montalto.

#### **2.4.3 Ricerca idrogeologica nei pressi del "Ponte Rotto".**

In quest'area le informazioni idrogeologiche sono state desunte dai sondaggi a carotaggi continui, attrezzati a piezometro per il monitoraggio del livello freatico presente. Tale unità idrogeologica di fondo valle è prevalentemente costituita dal complesso alluvionale ghiaioso sostenuto alla base dai terreni argillosi pliocenici. Si tratta di un acquifero di spessore non elevato ma complessivamente dotato di un buon grado di permeabilità. Esso viene alimentato, non solo dalle precipitazioni meteoriche, ma anche lateralmente (per via sotterranea) dall'unità idrogeologica di Latera.

La quota del livello freatico misurata, durante la campagna geognostica (aprile-maggio), è stabilizzata a circa 21-22 metri s.l.m..

Tale situazione si intende riferita nei pressi della zona indagata e non può essere estrapolata ad aree limitrofe.

#### **2.4.4 Indagini Geognostiche.**

Allo scopo di studiare la situazione litostratigrafica e geotecnica della zona interessate dalla costruzione dell'opera in progetto, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche consistenti nell'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo, spinti alla profondità massima di 24 metri dal piano campagna.

Precisamente sono stati eseguiti in totale:

- ✓ 5 sondaggi a carotaggio continuo per un totale di 102.5 metri di carotaggio
- ✓ 11 prova Standard Penetration Test
- ✓ 5 prelievi di campioni indisturbati
- ✓ 4 installazioni di piezometri a tubo aperto

Per l'esecuzione dei sondaggi a rotazione e a carotaggio continuo è stata utilizzata una sonda a rotazione del tipo MK 420 della CMV di Venafro.

Il carotaggio continuo è stato effettuato, conformemente alla natura dei terreni attraversati, con "uso di un carotiere semplice ed avanzamento a secco. La stabilizzazione del foro è stata ottenuta mediante l'utilizzo di tubazioni a rivestimento. " diametro del carotiere utilizzato è stato di 113 e 101 mm, mentre la tubazione di rivestimento di 127 mm.

Per ogni punto di indagine sono state eseguite le seguenti operazioni:

- ✓ carotaggio dei terreni e conservazione del materiale prelevato in apposite cassette catalogatrici sulle quali sono state riportate le seguenti indicazioni: sede del cantiere, sigla del sondaggio, progressiva della 'linea ferroviaria, numero della cassa catalogatrice e quota progressiva del materiale conservato in essa;
- ✓ prelievo di campioni indisturbati su cui far svolgere le prove di laboratorio, per la caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni;
- ✓ esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in situ tipo S.P.T. e determinazione, attraverso correlazioni note, dei parametri relativi all'angolo di attrito interno in condizioni drenate;
- ✓ Misure del livello di falda in piezometri a tubo aperto, in PVC microfessurato. Il piezometro è stato opportunamente predisposto, tramite pozzetto, per il rilevamento successivo delle variazioni del livello dell'acqua;
- ✓ stoccaggio delle cassette catalogatrici all'interno dell'area del cantiere Aretusa, presso il parco archeologico;

- ✓ redazione del rapporto di tutte le attività di cantiere con documentazione fotografica dei terreni conservati nelle casse catalogatrici.

Ottenuti i campioni di terreno, prelevati durante le perforazioni, sono stati sottoposti ad analisi di laboratorio finalizzate alla loro caratterizzazione fisica e meccanica.

In particolare sui campioni indisturbati sono state effettuate le seguenti determinazioni fisiche:

- ✓ umidità naturale
- ✓ peso di volume
- ✓ peso specifico
- ✓ limiti di Atterberg e geomeccaniche:
- ✓ compressione a espansione laterale libera
- ✓ compressione edometrica
- ✓ taglio diretto CD

Inoltre è stata eseguita l'analisi granulometrica per vagliatura e per sedimentazione. Tali dati, unitamente a quelli desunti dalle prove penetrometriche tipo S.P.T., sono stati utili per la formazione di un quadro tecnico generale relativo ai terreni di fondazione ed al conseguente studio sull'interazione tra le opere fondazione ed i terreni stessi.

#### **2.4.5 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del ponte**

In riferimento al profilo geologico e geotecnico, si osserva che le caratteristiche litologiche e meccaniche dell'area risultano sufficientemente omogenee.

Dal piano campagna per uno spessore di circa un 4.0 metri, si rinvennero sabbie limose, localmente con ciottoli centimetri, corrispondenti alla fondazione delle "Alluvioni terrazzate recenti" (Olocene). La loro caratterizzazione geotecnica risulta essere la seguente:  $\gamma = 1.40 + 1.70 \text{ gr/cm}^3$ ,  $\phi' = 37^\circ$ ,  $c = 0.0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $W_n = 10 + 17\%$ , passanti verso il basso a terreni a

granulometria più grossolana.

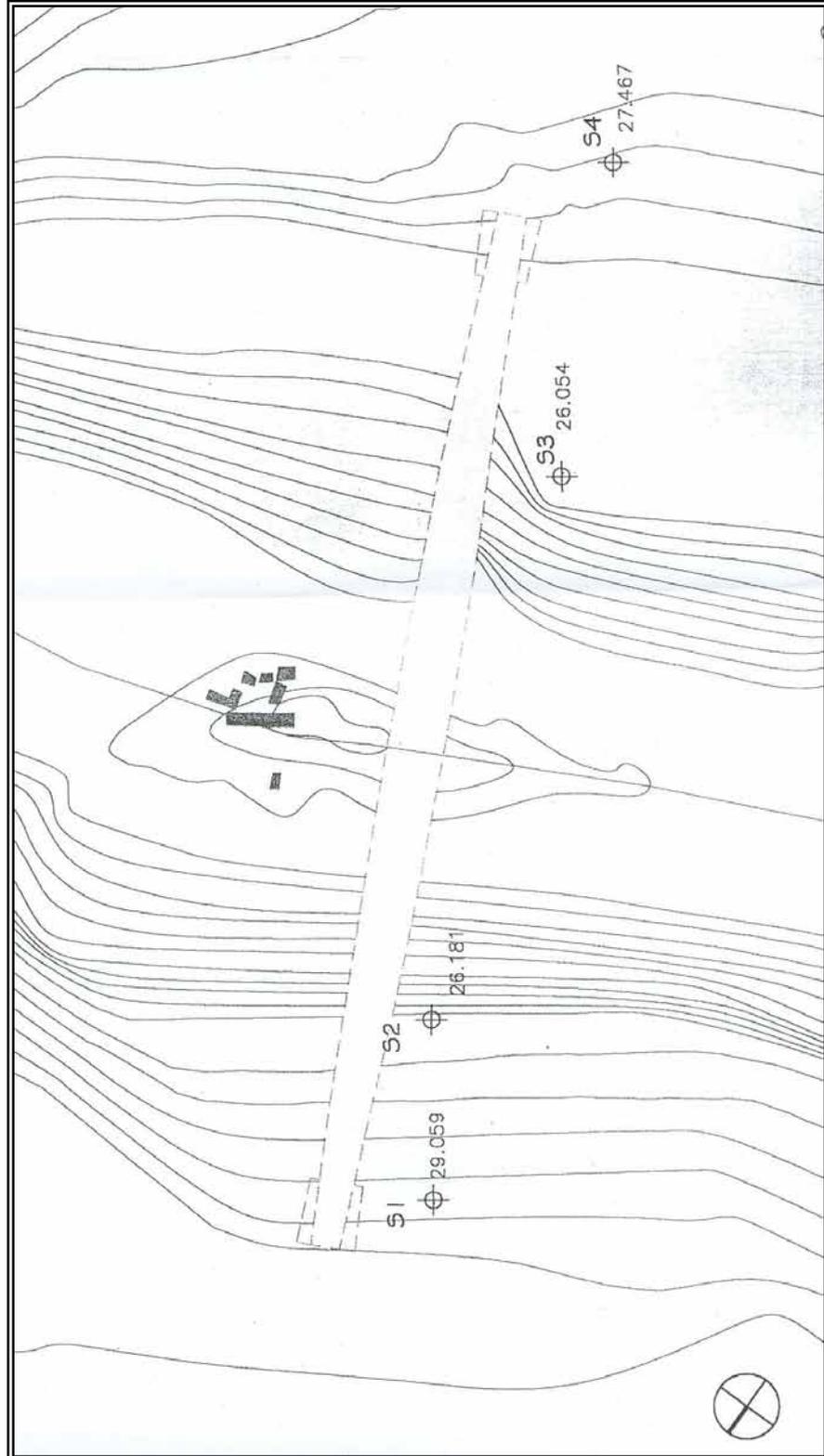
Si intercettano ghiaie in abbondante matrice di natura limoso-sabbiosa, ben addensate e di colore marrone grigiastro, attribuibili alla formazione delle "Alluvioni antiche" (Pleistocene). Si tratta di ciastri prevalentemente arrotondati, poligenici (arenarie, calcari, tefriti, mame etc.) ed eteromorfi con dimensioni estremamente variabili dal centimetro, decimetro e fino al metro (in genere costituiti da tefrite). Tali ghiaie, depositatesi in ambiente fluviale, presentano forti eteropie sia verticali che orizzontali ben evidenziate dalla presenza di lenti a granulometria sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa. La loro caratterizzazione geomeccanica è avvenuta mediante le prove penetrometriche S.P.T. che hanno fornito valori di  $N_{sPT}$  variabili da 30 a 70, con alcuni casi di rifiuto; si tratta quindi di ghiaie da addensate a molto addensate. Il loro angolo di attrito può essere stimato superiore ai  $35^\circ$ .

Seguono fino alla profondità massima di 24 metri, terreni appartenenti alle "Argille grigioazzurre" (Pliocene) sovraconsolidate, e costituite da argille ed argille sabbiose grigie passanti verso l'alto e lateralmente a ghiaie in matrice argillosa con ciottoli decimetrici e di natura poligenica variabile tra calcare, mame ed arenarie.

I dati di laboratorio eseguiti sul campione S2C2 (campione indisturbato che è risultato essere costituito in parte da sabbia e in parte da argilla) hanno fornito per la frazione argillosa i seguenti parametri  $\gamma = 2.05 \text{ gr/cm}^3$ ,  $W_n = 25.6\%$  (valore che per il terreno in questione risulta leggermente elevato, ma probabilmente ciò si giustifica considerando che questo sostiene al di sopra una falda acquifera consistente),  $C_u = 1.39 \text{ kg/cm}^2$  mentre per la frazione sabbiosa  $\gamma = 1.53 \text{ gr/cm}^3$ ,  $W_n = 19.1\%$ .

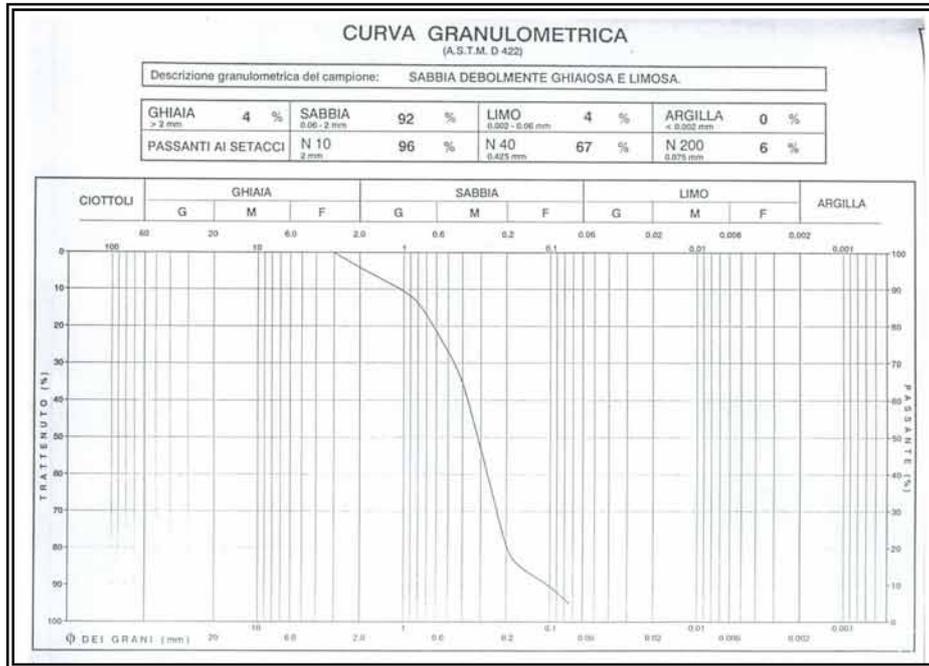
Il livello piezometrico, registrato nei mesi di aprile e maggio risulta stabilizzato alla quota assoluta di 21-22 metri, ossia al livello di scorrimento delle acque del fiume Fiora.

Dislocazione dei sondaggi di carotaggio rispetto ad un ipotetico ponte presso l'isolotto del "Ponte Rotto"



Di seguito riportiamo tutti i dati ricavati da un campione ottenuto per carotaggio e sottoposto alle prove di laboratorio, (Sondaggio n°2, Campione n°1, Profondità di prelievo da 3.00m a 3.50m).

DATI RIASSUNTIVI												
DESCRIZIONE DEL CAMPIONE												
SCHEMA DELLA CAROTA	LUNGH.	POCKET	VANE	PROVE	DESCRIZIONE	CLASSE DI						
	cm	PENETR	TEST	ESEGUITE			QUALITA'					
ALTO	10			$W_n$	Sabbia debolmente ghiaiosa e limosa marrone-verdastra, ben addensata, non plastica.	O 5.						
	20			$\gamma_n$								
	30			Granul.								
BASSO	40											
	50											
	60											
CARATTERISTICHE FISICHE E VOLUMETRICHE												
UMIDITA' NATURALE	$W_n$	9,6	%	PESO DI VOLUME NATURALE	$\gamma$	16,68	kN/m <sup>3</sup>					
INDICE DEI VUOTI	e			PESO DI VOLUME SECCO	$\gamma_d$		kN/m <sup>3</sup>					
POROSITA'	n			PESO DI VOLUME SATURO	$\gamma_{sat}$		kN/m <sup>3</sup>					
GRADO DI SATURAZIONE	$S_r$		%	PESO SPECIFICO DEI GRANULI	$\gamma_s$		kN/m <sup>3</sup>					
CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE												
GHIAIA >2 mm	4	%	SABBIA 0.06 - 2 mm	92	%	LIMO 0.002 - 0.06 mm	4	%	ARGILLA < 0.002 mm	0	%	
PASSANTI AI SETACCI	N 10		2 mm	96	%	N 40	67	%	N 200	6	%	
						0.42 mm			0.075 mm			
CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA												
LIMITE DI LIQUIDITA'	LL	ND	%	LIMITE DI RITIRO	LR		%					
LIMITE DI PLASTICITA'	LP		%	INDICE DI CONSISTENZA	IC							
INDICE DI PLASTICITA'	IP		%	INDICE DI ATTIVITA'	A							
CLASSIFICAZIONI												
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.					CLASSIFICAZIONE A.S.T.M. - C.N.R. U.N.I.							
					I.G.							
CARATTERISTICHE MECCANICHE												
COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA (ELL): $\sigma_f$ kPa ; $C_u$ kPa												
PROVA DI TAGLIO DIRETTO (TD)	TIPO	Valori di picco				Valori residui						
		CU	CD	$C'$	0	kPa	$C'_r$		kPa	$\phi'_r$	"	
				$\phi'$	37	"						
PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE (TX)	C.I.D.	C.I.U.				U.U.						
		$C'$		kPa	$C'_{cu}$		kPa	$C_{cu}$		kPa	$C_u$	
		$\phi'_r$	"		$\phi'_{cu}$	"	$\phi_{cu}$	"	$\phi_u$	"		
PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (ED)												
$\sigma'$	kPa	0 - 24,5	24,5 - 49,1	49,1 - 98,1	98,1 - 196	196 - 392	392 - 785	785 - 1570	1570 - 392	392 - 196	196 - 98	
$E'$	kPa											
$m_v$	kPa <sup>-1</sup>											
$c_v$	cm <sup>2</sup> /sec											
k	m/sec											



**PROVA DI TAGLIO DIRETTO (CD)**  
(A.S.T.M. D 3080-85)

**CONDIZIONE INIZIALE DEI PROVINI**

Provino		1	2	3
Altezza	cm	2,00	2,00	2,00
Lato	cm	6,00	6,00	6,00
Volume	cm <sup>3</sup>	72,00	72,00	72,00
Peso di Volume	kN/m <sup>3</sup>	15,95	14,97	16,39
Contenuto d'acqua	%	9,6	9,6	9,6
Peso specifico	kN/m <sup>3</sup>	25,90	25,90	25,90
Indice dei vuoti		0,78	0,90	0,73
Grado di saturazione	%	100	100	100

**FASE DI CONSOLIDAZIONE**

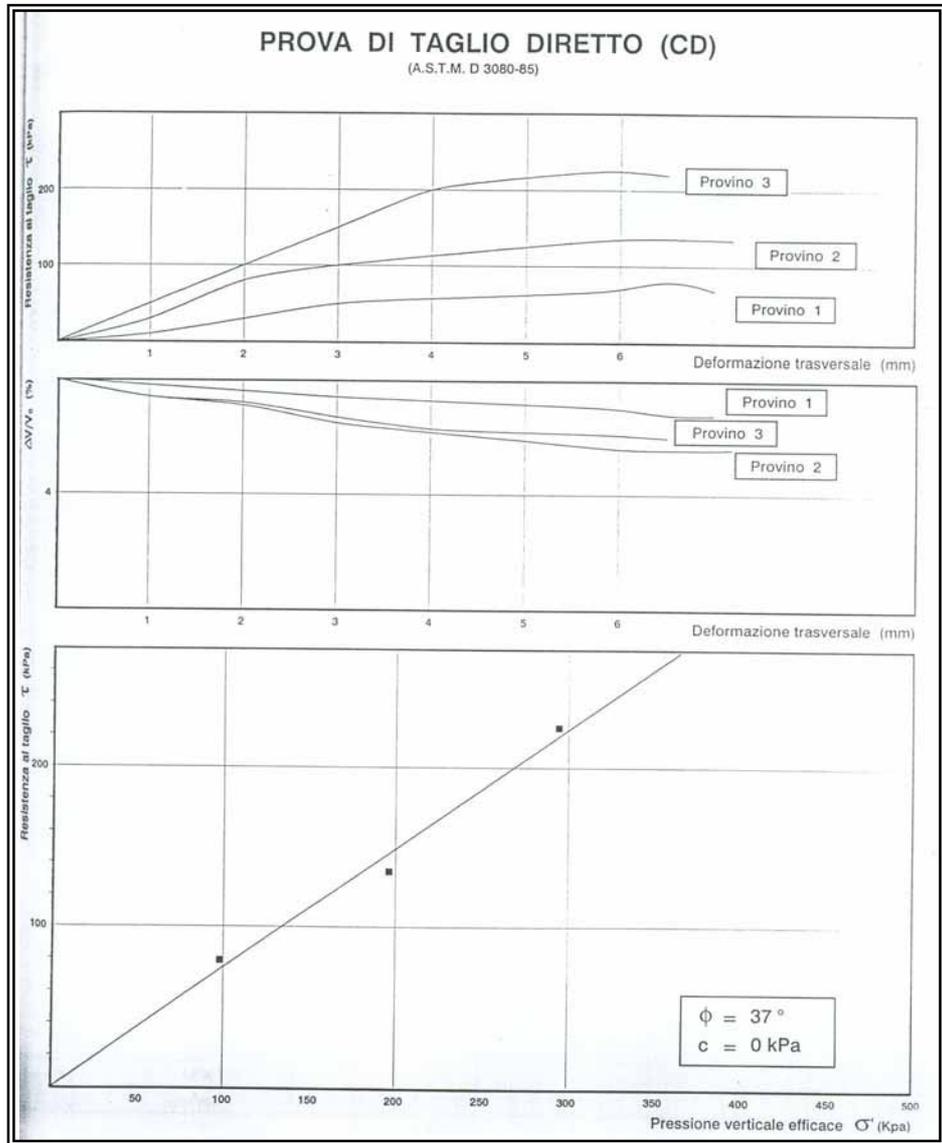
Provino		1	2	3
Carico verticale efficace	kPa	100	200	300
Durata	h	24	24	24
Cedimento	mm	0,43	0,33	1,42

**FASE DI TAGLIO** Velocità: 0,0044 mm/min

Provino		1	2	3
Carico verticale efficace ( $\sigma'_v$ )	kPa	100	200	300
Variazione volumetrica a rottura ( $\Delta V/V_0$ )	%	+ 1,2	+ 2,4	+ 1,9
Deformazione trasversale a rottura	mm	6,52	6,04	5,94
Sollecitazione di taglio a rottura ( $\tau$ )	kPa	79	135	225
Contenuto finale d'acqua	%	30,0	29,6	28,4

**RISULTATI FINALI**

<b>Coesione drenata</b>	<b>C'</b>	<b>0</b>	<b>kPa</b>
<b>Angolo di attrito interno</b>	<b><math>\phi'</math></b>	<b>37</b>	<b>°</b>



## 2.5 Documentazione fotografica.



Visuale del pianoro della città di Vulci e del fiume Fiora nel tratto immediatamente successivo al “Ponte Rotto”, nel caso di portata normale e nel caso di portata abbondante ma non di piena.



Tratto di fiume in cui sarà inserito il ponte, all'altezza dell'isolotto presente nell'alveo e visibile sullo sfondo della foto sottostante.



Visuale di un tratto di fiume a monte del ponte, dove possiamo vedere che l'alveo scorre in una gola rocciosa. Nell'alveo non si notano particolari detriti rocciosi o frammenti di tronchi di alberi, se non all'altezza dell'isolotto del "Ponte Rotto" dove sono visibili i detriti rocciosi della vecchia costruzione.



Nella foto sovrastante si vede la riva sinistra del tratto di fiume dove sarà introdotto il ponte, sullo sfondo è possibile notare anche i detriti del vecchio ponte. Nella foto qui sotto si vede la riva destra nel tratto in cui sarà ancorato il ponte di nuova costruzione.



## CAPITOLO 3

### I PONTI IN LEGNO

#### **3.1 Rendere i ponti in legno più efficaci.**

##### **3.1.1 Introduzione.**

Lo studio dei ponti in legno è stato sicuramente più approfondito in America, dove sono state fatte varie ricerche ed analisi su tutte le problematiche derivanti dall'utilizzo di questo materiale. Di seguito è illustrata una ricerca sull'utilizzo dei ponti in legno, sulle capacità di questi ed il motivo dello scarso impiego. Questa può essere presa come riferimento anche per la situazione europea, dove le problematiche saranno le medesime. Pertanto possiamo capire da questa, dove poter intervenire per rendere più efficace una progettazione.

##### **3.1.2 Utilizzo del legno nei ponti in America.**

Negli stati uniti dopo il crollo del ponte Silver River Bridge nel 1967, fu istituito l'NBI "National Bridge Inventory" con lo scopo di catalogare tutti i ponti esistenti nel paese, in modo da poter individuare tutti quei ponti che necessitassero di intervento di risanamento. All'interno di questo archivio importantissimo, vengono rilevate tutte le caratteristiche dei ponti, i quali sono sottoposti ad ispezione periodicamente, al massimo ogni due anni. Ogni ponte è descritto nei suoi particolari, partendo dai materiali utilizzati passando alla tipologia, agli interventi subiti, il tutto al fine di poter facilmente individuare i ponti che necessitano di riparazione. Nella realtà pratica questa enorme banca dati può essere utilizzata anche per poter individuare le tendenze storiche delle varie tipologie dei ponti, ma anche individuare quali sono quelle tecnologie che portano alla realizzazione dei ponti più efficienti, durevoli, estetica piacevole, basso costo e di facile manutenzione. L'NBI contiene anche una classificazione riguardante l'inefficienza dei ponti stessi; più precisamente valuta le strutture secondo due distinte classi di valutazione, l'SD che riguarda la parte strutturale

dell'opera e l'FO che si riferisce più ad un aspetto geometrico delle carreggiate e problemi riguardanti il corso dell'acqua. Analizzando tutti i fattori caratterizzanti le due categorie, viene stabilito se un ponte è efficiente oppure no, un solo fattore negativo da l'insufficienza della struttura. Partendo dai dati di questo database, l'NBI si è resa conto che dal 1982 al 1992 era avvenuta una drastica riduzione della costruzione di ponti in legno, a seguito di ciò iniziò una ricerca che voleva capire i motivi del declino dell'utilizzo del legno.

### **3.1.3 Ricerca americana sull'impiego del legno nei ponti**

Per cercare i motivi di questa tendenza fu deciso di effettuare un approccio che si suddivideva su tre punti saldi:

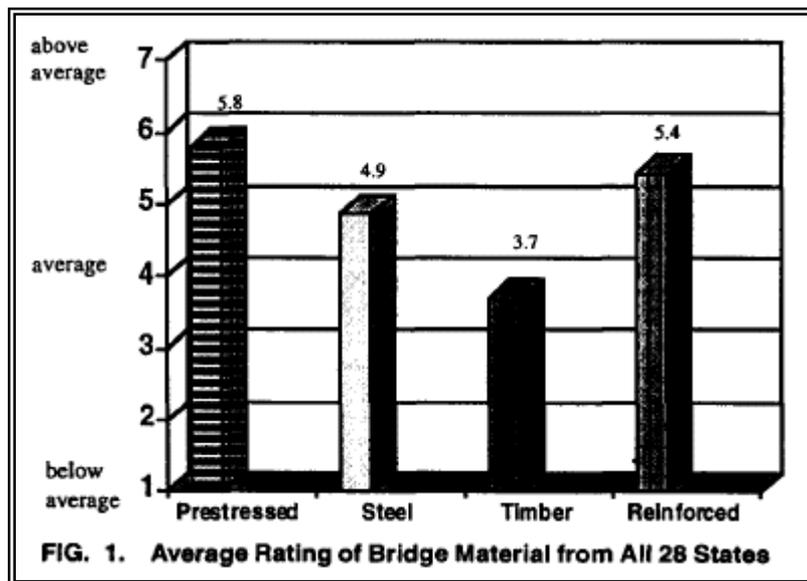
- ✓ Capire la percezione da parte degli enti predisposti alla progettazione dei ponti, nei confronti del legno e degli altri materiali utilizzati (grazie a dei test eseguiti su gli individui sopra elencati).
- ✓ Capire il reale comportamento dei ponti realizzati in legno, dai dati ricavati grazie all'NBI.
- ✓ Comparare i risultati ricavati dai dati reali con quelli percettivi dei singoli individui ottenuti dai test.

Il test cercava di capire come gli operatori del settore valutavano la competitività dei vari materiali impiegati, mettendo in risalto le seguenti voci: la vita del materiale, la resistenza, la manutenzione bassa, l'estetica, il basso costo, conoscenze progettuali e conoscenze costruttive. I risultati hanno evidenziato che secondo la percezione degli operatori il materiale migliore risulta essere il cls precompresso, seguito dal cemento armato, l'acciaio ed infine il legno, (vedi grafico pagina seguente).

Analizzando i dati reali ricavati dall'NBI, in primo acchito sembrerebbe di vedere come anche in realtà il legno sia meno prestazionale rispetto agli altri materiali, ma analizzando più dettagliatamente le cose si mostrano diverse.

La ricerca è stata fatta analizzando quattro stati, Mississippi, Virginia, Washington e Wisconsin, in tre di questi, quasi tutte le opere in legno risultano

essere inefficienti, solo nell'ultimo più dell'80% risulta essere ottimale. Non a caso questo è l'unico stato che segue un progetto di rivalutazione del legno, e nel quale esiste una scuola di progettazione e realizzazione delle strutture in legno (Table 3).



State (1)	Material (2)	Number of bridges (3)	Number satisfactory (4)	Number SD (5)	Number FO (6)
Mississippi	Reinforced	5,387	3,922 (73)	700 (13)	765 (14)
	Steel	2,940	761 (26)	1,537 (52)	642 (22)
	Timber	4,045	138 (3)	3,803 (94)	104 (2)
	Prestressed	2,398	2,069 (86)	23 (1)	306 (13)
<b>Total</b>		<b>14,770</b>	<b>6,890</b>	<b>6,063</b>	<b>1,817</b>
Virginia	Reinforced	2,712	1,538 (57)	376 (14)	798 (29)
	Steel	6,527	3,885 (60)	1,031 (16)	1,611 (24)
	Timber	67	6 (9)	40 (60)	21 (31)
	Prestressed	845	711 (84)	16 (2)	118 (14)
<b>Total</b>		<b>10,151</b>	<b>6,140</b>	<b>1,463</b>	<b>2,548</b>
Washington	Reinforced	3,039	1,345 (44)	284 (9)	1,410 (47)
	Steel	840	233 (28)	185 (22)	422 (50)
	Timber	912	227 (25)	150 (16)	535 (59)
	Prestressed	1,968	1,152 (59)	150 (8)	666 (33)
<b>Total</b>		<b>6,759</b>	<b>2,957</b>	<b>769</b>	<b>3,033</b>
Wisconsin	Reinforced	3,192	2,250 (70)	813 (25)	159 (5)
	Steel	5,223	2,799 (54)	2,046 (39)	378 (7)
	Timber	519	419 (81)	85 (16)	15 (3)
	Prestressed	2,281	1,971 (86)	239 (11)	71 (3)
<b>Total</b>		<b>11,215</b>	<b>7,439</b>	<b>3,183</b>	<b>623</b>

Note: Values in parentheses are in percent.  
\*From Stanfill-McMillan and Hatfield (1995).

Da i dati si può anche vedere che la vita dell'opera in legno non è sicuramente inferiore a quella degli altri materiali, infatti la vita media delle prime si aggira intorno ad i 50 anni, con punte di quasi 85 anni, paragonati ad i circa 45 degli altri, con eccezion fatta per il precompresso che già a 20 anni necessita di intervento (Table 4).

Altro aspetto importante da valutare per le opere in legno è la progettazione, la quale negli Stati Uniti può suddividersi in tre stili, stringer/bean/girder, timber slab e frame style. Il 90% dei ponti americani è progettato secondo il primo stile, e di questi solo il 29% è considerato soddisfacente, di tutti quelli realizzati secondo il terzo stile solo l'8% risulta essere efficiente, viceversa ben l'85% dei ponti realizzati secondo la seconda tecnica risultano essere soddisfacenti.

**TABLE 4. Average Age (Years) of Bridges in Selected States\***

State (1)	Material (2)	Number of bridges (3)	Age satisfactory (years) (4)	Age SD (years) (5)	Age FO (years) (6)
Mississippi	Reinforced	5,387	21.3	34.0	34.2
	Steel	2,940	33.9	39.2	47.2
	Timber	4,045	34.3	32.2	31.8
Virginia	Prestressed	2,398	16.7	30.3	28.1
	Reinforced	2,712	35.7	57.7	52.0
	Steel	6,527	26.2	50.8	41.8
Washington	Timber	67	40.7	53.4	46.1
	Prestressed	845	23.3	24.3	26.6
	Reinforced	3,039	41.6	48.9	44.2
Wisconsin	Steel	840	35.6	73.4	52.5
	Timber	912	47.9	82.3	51.2
	Prestressed	1,968	19.5	25.6	20.7
Wisconsin	Reinforced	3,192	25.6	56.7	48.3
	Steel	5,223	37.9	55.4	48.1
	Timber	519	23.4	48.4	45.8
	Prestressed	2,281	18.3	29.8	23.4

\*From Stanfill-McMillan and Hatfield (1995).

Infine per poter meglio capire il comportamento del legno, bisogna soffermarsi su un altro aspetto che a reso gran parte dei ponti in legno giudicati inefficienti. Questo è il carico di progetto utilizzato, infatti dal database risulta evidente come quasi tutti i ponti in legno sono stati progettati per carichi inferiori a quelli poi realmente sopportati. Nel Wisconsin che come è stato accennato segue un progetto di rivalutazione del legno, le opere sono progettate con il

carico HS20, ed infatti ben il 94% dei ponti risultano essere classificati soddisfacenti (Table 7).

State rating (1)	H-10, HS-10, HS-15 (2)	H-20, HS-20, HS-25 (3)	Other (4)
Mississippi	2,644 (70)	2 (<1)	1,143 (30)
Satisfactory	74 (3)	0	42 (4)
SD	2,497 (94)	1 (50)	1,078 (94)
FO	73 (3)	1 (50)	23 (2)
Virginia	25 (38)	0	41 (62)
Satisfactory	2 (8)	0	3 (7)
SD	11 (44)	0	29 (71)
FO	12 (48)	0	9 (22)
Washington	347 (64)	120 (22)	71 (13)
Satisfactory	9 (3)	7 (6)	11 (15)
SD	49 (14)	18 (15)	15 (21)
FO	289 (83)	95 (79)	40 (56)
Wisconsin	23 (24)	49 (52)	23 (24)
Satisfactory	14 (61)	46 (94)	7 (30)
SD	8 (35)	2 (4)	14 (61)
FO	1 (4)	1 (2)	2 (9)

Note: Values in parentheses are in percent.  
\*From Stanfill-McMillan and Harfield (1995).

### 3.1.4 Conclusioni tratte dalla ricerca americana.

Questo studio ha cercato di determinare le prestazioni dei ponti in legno, come riferito dall’NBI, paragonato alle percezioni dei funzionari addetti alla progettazione. Da un punto di vista nazionale, il legname è stato valutato il più povero in prestazioni percepite da tutti gli operatori del settore. Il CIs precompresso è stato valutato come il migliore, seguito dal cemento armato, acciaio e infine il legno.

I ponti in legno sono stati valutati più alti come SD e PO in tre dei quattro stati. Tuttavia, un’analisi più approfondita di queste classificazioni indica che la maggior parte dei ponti in legno è risultata inefficiente, perché non sono stati progettati con il carico HS20. Quasi il 40% di tutti quelli valutati con SD, era in base a capacità di carico inadeguata o inadeguatezza del canale navigabile. In altre parole, le prestazioni riferite del legname nel NBI sono basate su fattori che potrebbero non essere un risultato delle prestazioni dei materiali ma di più

su pratiche di progettazione iniziali.

In Wisconsin, l'unico stato che segue un progetto di rivalutazione del legno, più dell'80% dei ponti in legno sono stati valutati soddisfacenti. E' quindi probabile, che se i ponti fossero stati costruiti con standard più alti, i risultati sarebbero stati diversi. L'età media di ponti risulta essere simile, indipendente dal tipo di materiale utilizzato.

In conclusione, i ponti di legno sono percepiti per non funzionare bene, ma i dati del NBI indicano come negli stati in cui avviene una progettazione accurata dei dettagli e si conoscono i pregi del materiale, le percezioni e le prestazioni si elevano notevolmente.

Tutti i dati riportati sono stati ricavati da: *Comparison of Perception versus Reality in Timber Bridge Performance*; by Robert L. Smith and Kim Stanfill – McMillan, tratto dal “*Journal of Materials in Civil Engineering*”, numero di Novembre 1998 pag. 238-243.

### 3.2 La competitività dei ponti in legno.

Le ottime caratteristiche del legno lo rende un materiale molto adatto per la costruzione dei ponti, soprattutto pedonali e ciclabili. Sicuramente un contributo notevole alla ripresa dell'utilizzo del legno è stata la scoperta della tecnica del lamellare, pratica molto antica ma venuta alla ribalta nel nostro paese solo recentemente. Il legno lamellare ha infatti un'elevata resistenza se paragonata al suo peso e ciò è ben visibile dalla tabella N°1, dove tramite il coefficiente di qualità è stato fatto un confronto tra le specie legnose più utilizzate in campo strutturale e gli altri materiali classici da costruzione. La tabella è stata elaborata dall'ingegner Marco Lauriola ed il coefficiente di qualità è definito quale rapporto tra la tensione ultima a rottura a compressione (nel caso del legno si assume quella parallela alla fibratura) ed il peso specifico.

<i>MATERIALE</i>	<i>Coefficiente di qualità [Ncm/Kg]</i>
Abete rosso	8,4
Larice	7,8
Pioppo	9,1
Castagno	8,6
Calcestruzzo (Rck 35)	1,4
Acciaio (Fe 430)	5,5

Tabella 1: Coefficiente di qualità per i vari materiali strutturali.

Inoltre la leggerezza costituisce un fattore estremamente positivo contro i terremoti, e non è un caso se negli ultimi anni in California ed in Giappone, i danni più gravi si sono avuti per i ponti realizzati con quantità massicce di calcestruzzo. Un ponte più leggero avrebbe sicuramente resistito meglio all'impatto delle azioni sismiche.

Infine la leggerezza del materiale, e la velocità di montaggio di pezzi prefabbricati, facilitano la costruzione anche in situazioni difficili.

Una speciale attrattiva dei ponti di legno nelle regioni nevose e ghiacciate, è di resistere agli agenti chimici disgelanti, che causano un rapido deterioramento delle strutture in acciaio e cemento armato.

Il legno è combustibile, ma le modalità secondo cui avviene la combustione, fanno sì che le strutture lignee possano avere un'ottima resistenza all'incendio, grazie alla bassa conducibilità termica, un basso coefficiente di dilatazione lineare ed una bassa velocità di carbonizzazione. Per questo motivo, dimensionando opportunamente le sezioni, ed adoperando eventualmente trattamenti igniritardanti, si può garantire una resistenza al fuoco (intesa come il tempo in minuti che intercorre tra l'accensione del fuoco ed il collasso della struttura) decisamente superiore a quella delle strutture in cemento armato ed in acciaio.

Le tecniche moderne e l'ingegneria hanno portato la tecnologia sul legno molto più avanti di quanto non lo fosse qualche tempo fa. Nuovi materiali, metodi di produzione, metodi di analisi, metodi di classificazione, criteri di progetto e tecniche per la determinazione della resistenza si sono sviluppate attraverso gli ultimi trenta anni.

In termini di consumo energetico il legno ha un costo più basso rispetto a tutti gli altri materiali in quanto richiede minor energia per ottenere la materia prima 'legno'.

Dal punto di vista di impatto ambientale il ponte è realizzato con un materiale vivente "legno", che si integra perfettamente con l'ambiente circostante, cambiandolo ma rispettandolo.

Infine un aspetto che spesso può risultare decisivo per la scelta di un materiale rispetto ad un altro è il costo dello stesso, ed il legno ha un costo molto competitivo rispetto agli altri materiali. Da studi condotti "dalla *Finish Road Administration*" su ponti di media lunghezza, realizzati con vari materiali (precompresso, cemento armato, acciaio e legno), si vede come l'unica alternativa più economica del legno è il cemento armato ma relativamente a luci inferiori ad i 14 m, (figura 1).

La competitività dei ponti deriva dal costo della costruzione e di mantenimento per la vita utile della struttura, facendo il confronto fra i ponti in legno, acciaio e cemento armato, alla luce dei moderni criteri di progettazione.

Si sono potute pertanto calcolare le linee di regressione per ciascun materiale, che poi riunite in un unico grafico rendono ben visibile il confronto.

L'unica linea di regressione ascendente è quella del cemento armato, dovuto al notevole incremento di peso proprio al crescere della lunghezza delle travi.

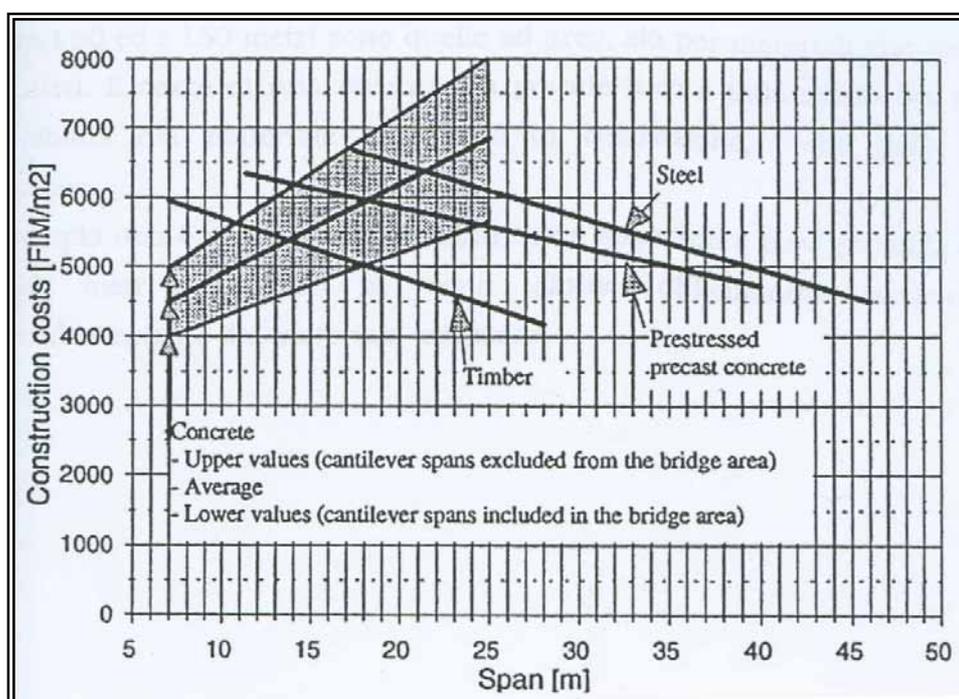


Figura 1: Confronto fra le linee di regressione secondo i prezzi dei materiali della FinnRA.

Dai risultati di questo studio la soluzione in cemento armato risulta essere economica per luci fino a 14 metri, mentre per luci superiori il prezzo incrementa considerevolmente. I ponti in acciaio ed in C.A precompresso risultano invece essere competitivi da venti metri in su, anche se si fanno preferire fino ad i 30 metri quelli in legno.

Per luci superiori ad i 30 metri può essere utilizzato il legno, ma convenientemente con una struttura composta legno-calcestruzzo.

Quando le luci si avvicinano ad i 50 metri o anche più, lo studio si complica molto, in quanto dovremo considerare anche la tipologia adottata; che nel caso del legno fa preferire uno schema ad arco rispetto ad altri.

### **3.3 Analisi storica.**

Per poter comprendere meglio lo sviluppo che è avvenuto nel tempo dei ponti in legno, è opportuno fare una distinzione fra l'Europa e gli Stati Uniti.

#### **3.3.1 Ponti in legno negli Stati Uniti.**

Dal catalogo del NBI si può vedere come circa il 7% dei ponti è realizzato in legno ed un 7,3% sono ad impalcato in legno e struttura portante di differente materiale. Il legno è stato il primo materiale utilizzato per le costruzioni, ma rimpiazzato via via da ferro, acciaio e cemento armato, anche se non è mai stato abbandonato soprattutto perché gli Stati Uniti sono ricchi di foreste e quindi di risorse di legname.

Il paesaggio americano è stato quindi sempre ricco di ponti in legno, già dai tempi dei colonizzatori che usavano i suddetti per attraversare i molti fiumi. Nel 1660 fu costruito il primo ponte di notevoli dimensioni sul fiume Charles, il Great Bridge, lungo 82 m che poggiava su 13 pile, ed addirittura un altro con uno sviluppo di 458m che poggiava su 75 pile è stato realizzato nel 1685 sempre sullo stesso fiume. Sicuramente da citare è il primo ponte realizzato sul fiume Connecticut di Enoch Hale per arrivare al Colossus costruito nel 1812 sul fiume Schuylkill.

Nella prima metà dell'800 lo schema statico più usato era quello delle travate reticolare, di cui se ne può osservare il primo esemplare, Ithiel Town, che risultava essere molto pesante e sovradimensionato. Questa tipologia ebbe molto successo soprattutto sulle linee ferroviarie. Nel 1840 William Howe ottenne un brevetto nel 1840 per il ponte a travi tipo Howe, che divenne una tipologia molto popolare in quegli anni. Un altro brevetto fu rilasciato nel 1844 a W.Pratt per la struttura Pratt, anche questa tipologia era a travata reticolare ma si differenziava dalla precedente per l'utilizzo del ferro. Infatti la struttura Howe ora totalmente in legno, se non per il controvento trasversale in ferro; questa di Pratt invece è costituita da diagonali in ferro e montanti in legno. In questi anni prese sempre più campo l'utilizzo del ferro, e nel 1859 fu costruito il primo ponte ferroviario interamente in ferro. Durante la prima metà del 900,

divennero popolari le travi Burr costituite da elementi accoppiati. Questi ponti anche senza trattamenti preservanti avevano una vita molto lunga, che in alcuni casi arrivava a superare i 100 anni, infatti era solito effettuare una copertura e una protezione laterale per eliminare il problema del deterioramento.

Con l'avvento delle automobili nel settore tecnologico, agli inizi del ventesimo secolo i ponti erano quasi esclusivamente realizzati in acciaio e cemento armato, mentre quelli in legno continuarono ad essere costruiti solo dove esisteva abbondanza di materia prima. Per notare la veridicità di quello affermato basta vedere come nel 1930 esistevano negli stati uniti 450-500 ponti in legno e nel 1932 lo stato dell'Ohio commissionò ben 93 ponti di legno. La tecnologia inizia ad innovarsi e grazie all'introduzione di trattamenti preservanti sul legno, la tipologia di ponti coperti viene piano piano abbandonata a favore di nuove tecnologie che usavano anche il legno direttamente esposto alle intemperie.

Uno dei più popolari tipi di impalcato in legno, usato fra il 1920 ed il 1950, era costituito da elementi inchiodati ed affiancati "Nail laminated lumber deck".

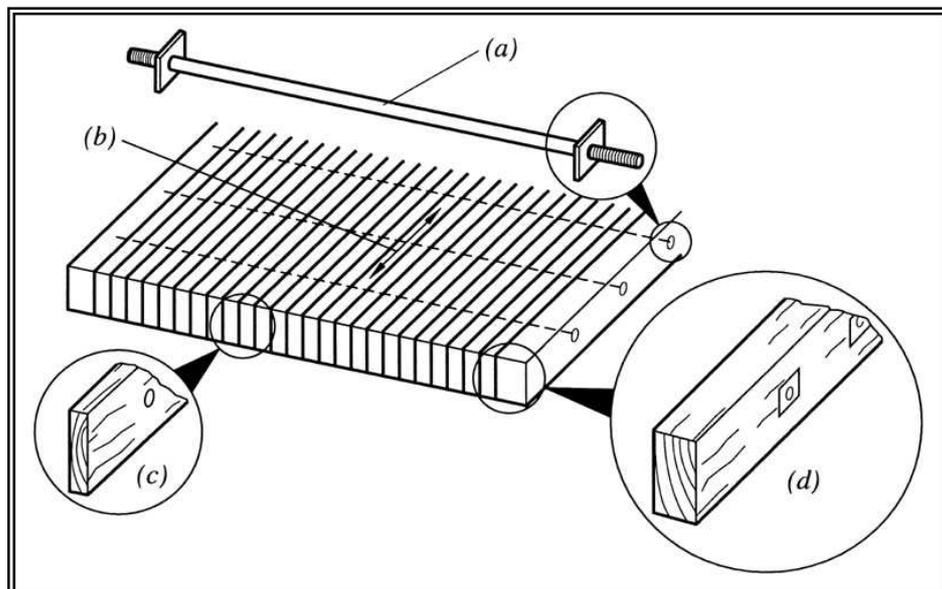


Figura 2: Schema del Nail laminated lumber deck.

Questo tipo di struttura si componeva di elementi spessi 50mm e profondi dai

100 ai 300 mm, dove la dimensione maggiore era messa verticalmente. Gli elementi venivano poi giuntati orizzontalmente, ma non venivano poi usate superfici di rivestimento, per cui dopo pochi anni di uso il collegamento con chiodi tendeva a perdere rigidità, causando deterioramento superficiale.

Gli impalcati inchiodati sono stati utilizzati anche in combinazione con cemento armato. Tali ponti avevano elementi orientati longitudinalmente, su cui venivano fissati chiodi rialzati dai 35 ai 50 mm per il collegamento con il getto di cemento.

### 3.3.2 Ponti di legno in Europa.

I primi ponti costruiti risalgono addirittura a centinaia di anni avanti Cristo, anche se le informazioni a tal riguardo sono molto scarse e tanto meno le documentazioni si di essi. Questi non si sono conservati allungo e sono andati distrutti principalmente dalle guerre, disastri naturali o incendi.

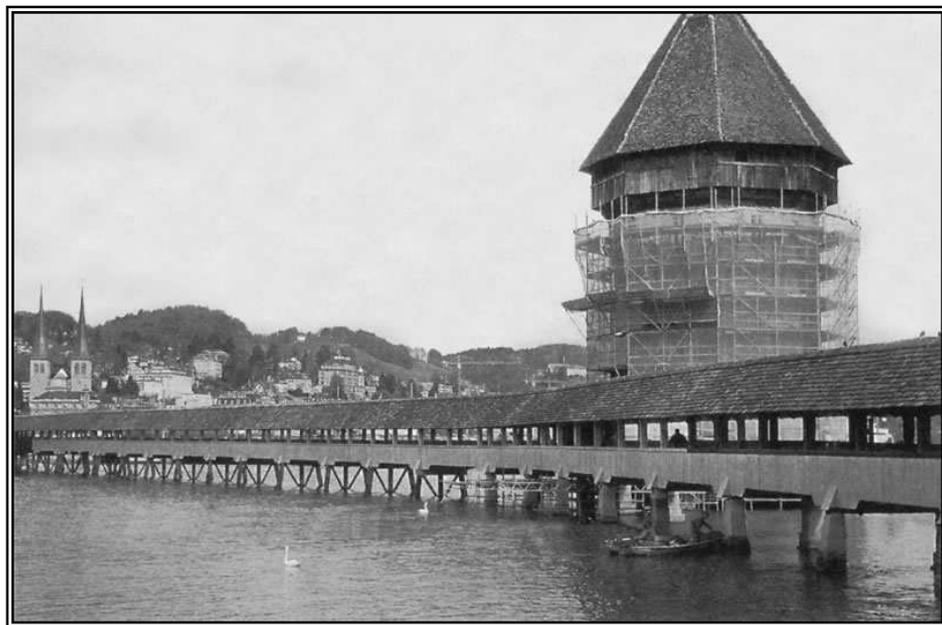


Figura 3: Vista del ponte Kapellbrucke subito dopo la ricostruzione nel 1994.

Il ponte di cui abbiamo documentazione e che quindi può essere catalogato come il più antico, è il Kapellbrucke costruito nel 1333 a Lucerna, (figura 3). Nel corso dei secoli parte della struttura è stata ricostruita, anche se la

lunghezza originaria era di ben 285 m. Il semplice schema statico è composto da travi sorrette su pali infissi sul letto del fiume, ed il tutto protetto da una copertura. Purtroppo nel 1993 è stato gran parte distrutto da un incendio, anche se è stato subito ricostruito seguendo il modulo originale.

Il progetto di Hans Ulrich Grubenmann “Rhinebridge” realizzato tra il 1755 e 1758; aveva una luce di ben 119 m, la quale fu ridotta a metà durante la realizzazione “appoggio centrale” per timori sulla reale bontà del progetto. Solo dopo fu rimosso l’appoggio centrale dimostrando che il concetto originale era possibile.

Il legno è stato utilizzato molto anche come centina per la realizzazione dei ponti ad arco, Riccardo Coray (1869-1946) ha realizzato tantissimi centine, fra le quali le più famose sono sicuramente quelle del viadotto Wiesner , del Sitterbrucke e Langwieser, (figura 4).

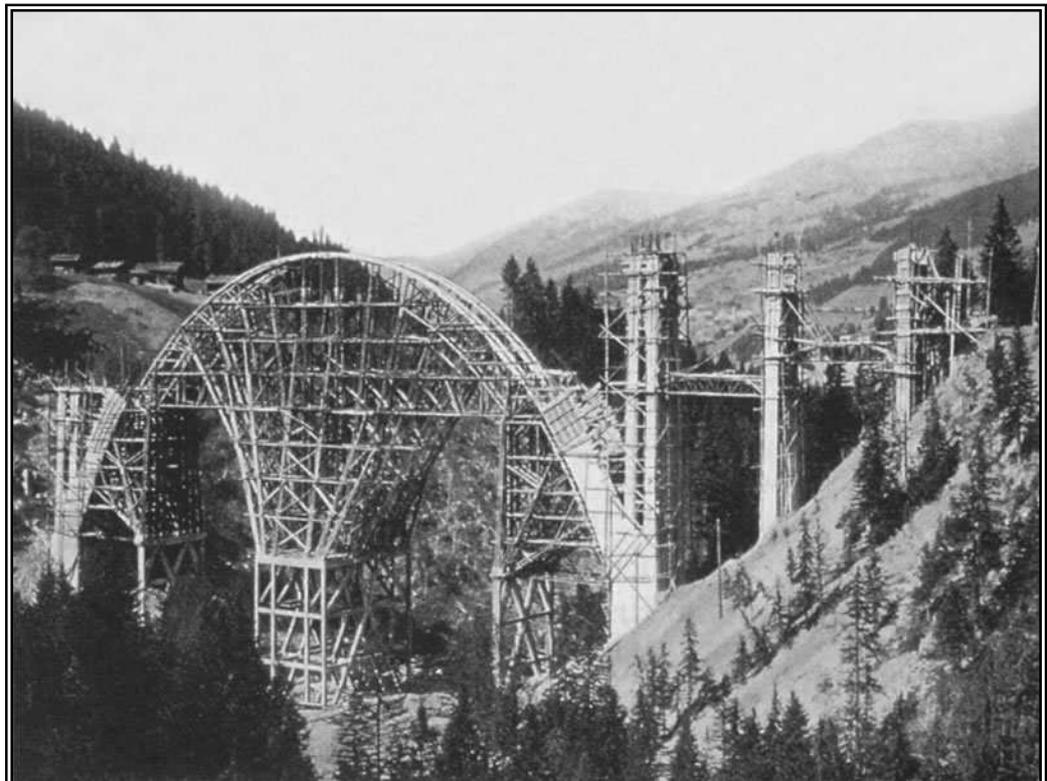


Figura 4: Viadotto Langwieser, 60 m al di sopra del fondovalle.

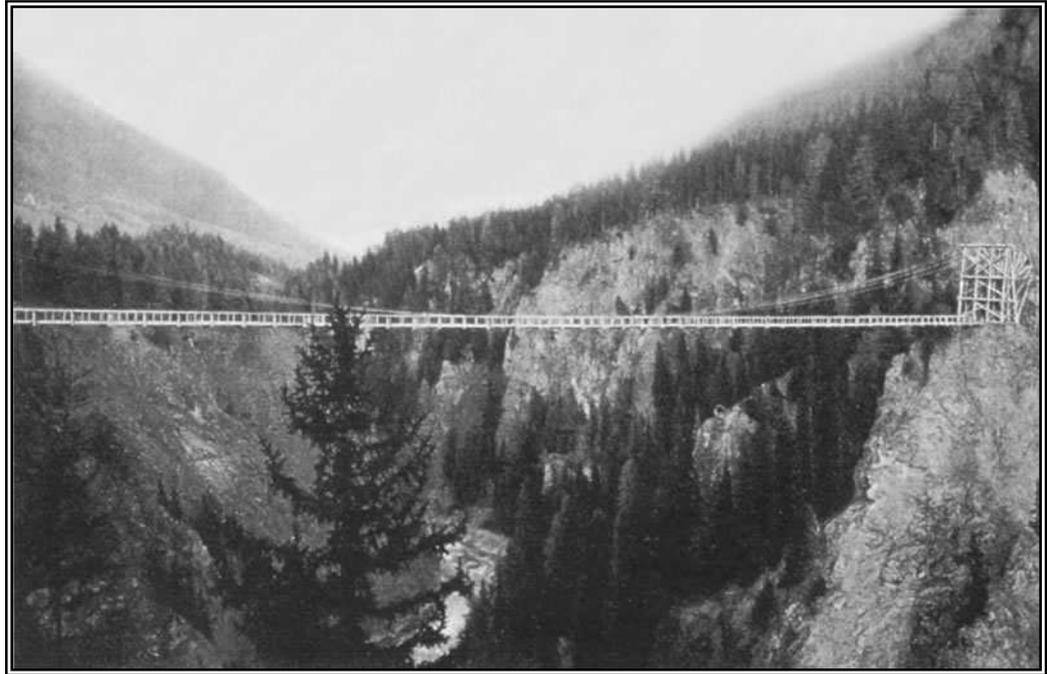


Figura 5: Ponte sospeso vicino a Brail (1910) usato per trasporti di materiale fino a un cantiere di perforazione di un tunnel; luce 168 m, 60 m al di sopra del fiume Inn.

L'ingegnere britannico I.K. Brunel (1806-1859) realizzò molte strutture in legno sulla linea ferroviaria Londra – Bristol. Tuttavia, in quanto costruttore di ponti di legno egli è meglio conosciuto per i suoi viadotti ferroviari costruiti soprattutto in Inghilterra Sud Occidentale e nelle valli del Galles. Sulla linea principale attraverso la Cornovaglia esistevano 43 viadotti con una luce complessiva di 8 km costruiti fra il 1850 e il 1859. Si trattava di strutture snelle ed eleganti, spesso costruite leggermente in curva per superare le profonde vallate della regione ad altezze fino a 50 m. I viadotti seguivano un certo numero di progetti standard, che prevedevano in massima parte degli appoggi a ventaglio. Le travi principali, di Pino, avevano sezioni 300 mm per 300 mm. Esse erano spesso lamellate meccanicamente utilizzando lo speciale “grano” Brunel oppure elementi a taglio per raggiungere luci più grandi. Una speciale caratteristica dei progetti era che qualsiasi elemento strutturale poteva essere sostituito entro un'ora senza interruzione del servizio. I legni erano stati calcolati per durare 30 anni, ma quando i costi per la manutenzione aumentarono i ponti vennero sostituiti e nel 1940 la maggior parte di essi non

esisteva più. Nello sviluppo di questi ponti, Brunel fu notato per il suo lavoro analitico e per le prove strutturali sugli elementi di legno. Durante gli ultimi anni si è assistito a un vero e proprio “rinascimento” dei ponti di legno. Un motivo risiede nel crescente interesse nell’usare un materiale da costruzione talmente durabile ed ecologico. A parte ciò, gli sviluppi tecnologici hanno contribuito a realizzare tecniche di unione nuove e più efficienti, nonché a sviluppare l’uso dei materiali a base di legno. I ponti di legno hanno dimostrato di essere efficaci, economici e durabili, nonché di consentire soluzioni innovative e di gradevole aspetto.

Le zone in cui si svilupparono maggiormente i ponti in legno furono quelle dell’arco alpino fra Svizzera, Austria e Sud Tirolo, ed i Paesi Scandinavi, che proprio per la loro conformazione del territorio e per le notevoli riserve di materia prima si prestano a tali realizzazioni. La gran parte di questi ponti è coperta con tetto a doppia falda ed ha una struttura portante composta da travi reticolari ed archi che scaricano il peso alle spalle ed irrigidiscono tutta la



struttura. Se non era presente la struttura ad arco questa spesso era sostituita da un cavalletto portante. Con l’innovazioni tecnologiche le strutture si allungano e non hanno più bisogno della collaborazione da parte degli archi.

Figura 6: Travate ad arco della passerella pedonale sul fiume Isar a Erding.

L'avvento dell'acciaio e del cemento armato hanno poi ridotto notevolmente ridotto l'utilizzo del legno, anche se negli ultimi anni è avvenuta una rinascita dell'interesse nei confronti di questo materiale. Sviluppi tecnologici hanno permesso nuove tecniche più efficienti nell'uso delle strutture in legno, che attualmente viene quasi esclusivamente utilizzato nella forma del lamellare, perchè presenta costi molto ridotti e resistenze maggiori. Sono state anche eliminate le coperture, grazie all'introduzione di preservanti efficaci.



Figura 7: Ponte con struttura a catenaria.



Figura 8: Classico ponte coperto.

Grazie a tutte queste innovazioni, insieme a alle nuove conoscenze teoriche, lo sviluppo degli schemi statici hanno subito nel tempo uno sviluppo notevole, nella pagina seguente possiamo vedere tutti gli schemi possibili.

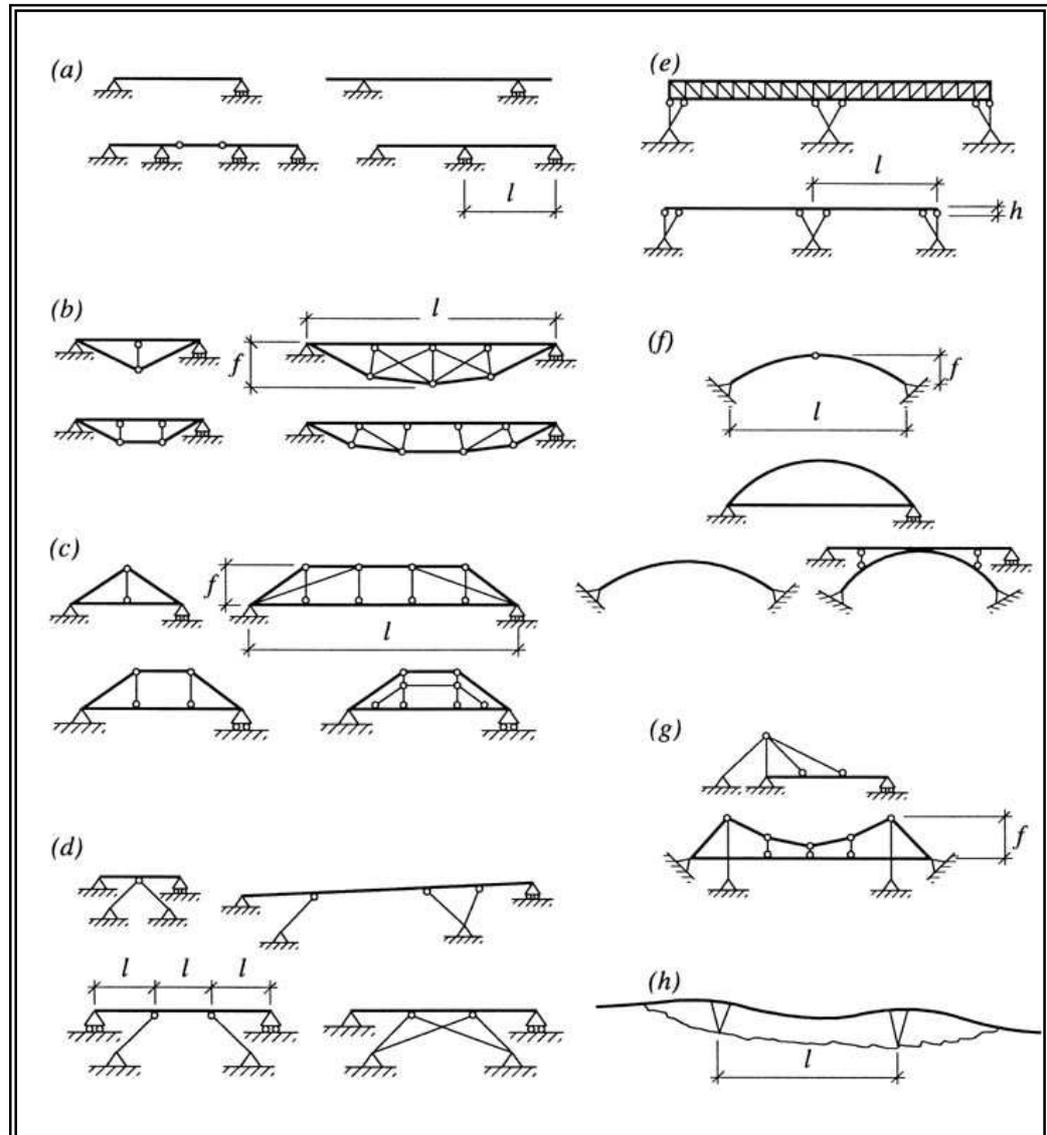


Figura 9: Forme strutturali di ponti. (a) Travi su due o più appoggi, (b) sistemi reticolari, (c) capriate con monaco e puntoni, (d) sistemi con saette, (e) sistemi a telaio, (f) ponti ad arco, (g) sistemi sospesi e strallati, (h) strutture a catenaria.

## CAPITOLO 4

### SCELTA ED EVOLUZIONE DELLA TIPOLOGIA

#### 4.1 Tutte le tipologie realizzabili.

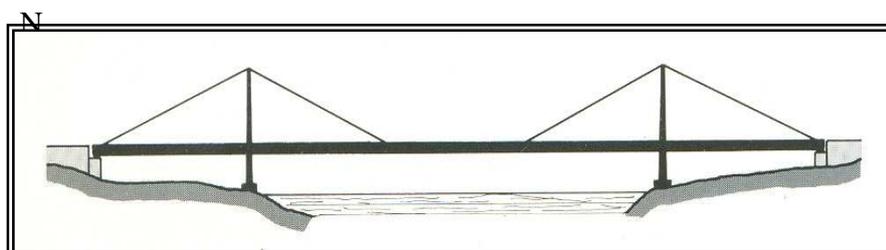
La struttura che inseriremo nel contesto del Parco Archeologico e Ambientale di Vulci, dovrà tenere conto in primis delle caratteristiche ambientali ed eventuali vincoli paesaggistici. Come già accennato precedentemente il luogo dove sarà situato il ponte è stabilito in partenza come pure la scelta del materiale che si è indirizzata sull'utilizzo del legno lamellare. L'aspetto fondamentale da rispettare nella scelta della tipologia è quello di riuscire a creare una struttura che si inserisca nell'ambiente circostante, senza imporsi su questo. Altro aspetto fondamentale da considerare per la scelta, è la portanza del terreno, che in alcuni casi non può sopportare una spinta elevata. Nel caso di un attraversamento di un fiume, dovremo tener conto del franco libero da garantire e il posizionamento delle pile, che può essere esterno o interno all'alveo. Valutando tutte queste considerazioni sarà effettuato la scelta della tipologia più idonea al nostro caso, fra tutte le possibili.

Lo schema statico per la realizzazione di un attraversamento pedonale, può avere svariate forme e si prestano particolarmente all'inventiva del progettista, ma tutti questi partono dagli schemi classici dei ponti. Le nuove concezioni architettoniche puntano a trovare nuove soluzioni nel rispetto ambientale, cercando di utilizzare i materiali al loro limite, in modo da alleggerire e snellire agli estremi la struttura.

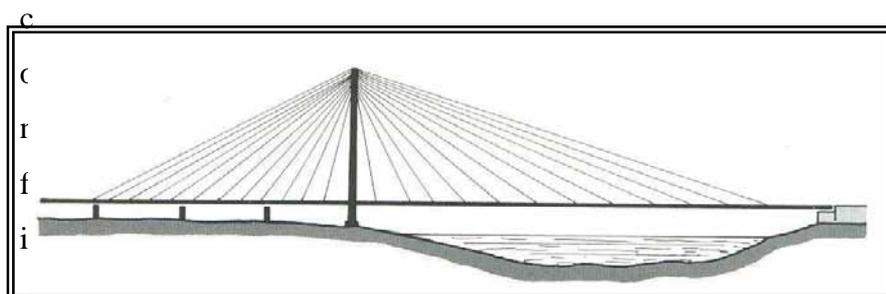
- ✓ Gli attraversamenti possono avere un classico schema a travata continua o su più appoggi, questo schema è sicuramente il più facile da realizzare ma raramente viene realizzato. Infatti la passerella deve avere anche un carattere architettonico apprezzabile, innovativo e che rimanga impressa agli occhi dei pedoni, cosa difficile con la realizzazione di un semplice schema a travata. La differenza sostanziale fra una travata continua o di

semplice doppio appoggio, consiste nell'entità del momento da sostenere da parte della trave e della sua direzione. Nella trave su più appoggi, il momento in mezzera è decisamente inferiore all'altro schema, ma sull'appoggio si istaura un momento negativo che per alcuni materiali non può essere sostenuto. Inoltre le travate continue necessitano di pile all'interno dell'alveo.

- ✓ La tipologia del ponte strallato è un'altra possibile realizzazione, questa recentemente ha avuto un buon successo grazie soprattutto all'aspetto gradevole dell'opera finale. Lo schema statico di questa tipologia è costituito, di norma, da un elemento trave vincolato agli estremi, sostenuto in campata da tiranti facenti capo ad una o più antenne: si tratta di una configurazione che limita le sollecitazioni di tipo flessionale, inducendo nella maggior parte degli elementi sollecitazioni pure (solo trazione o compressione), con conseguente miglior impiego dei materiali. I ponti strallati realizzati finora mostrano come sia possibile una grandissima varietà di schemi a seconda della disposizione degli stralli, delle torri, dei vincoli etc.

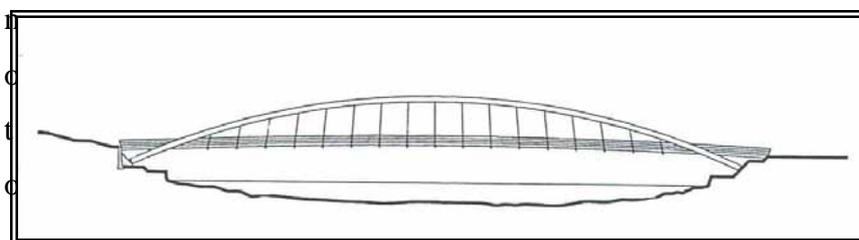


Nel campo delle opere singolari, cioè formate da un'unica grande campata centrale più una o due campate di riva, gli schemi più usati con riferimento alla disposizione longitudinale degli stralli sono quello a ventaglio e quello ad arpa. In ciascuna delle due



gurazioni si tratta di schemi fortemente iperstatici, ma con una differenza di comportamento statico nettamente a favore dei ponti a ventaglio, i quali ad esempio richiedono piloni meno alti e risultano essere, a parità di grado di iperstaticità, molto meno deformabili. Dall'altra lo schema ad arpa ha il vantaggio di avere l'attacco dei cavi alla travata tutti uguali, al contrario di quanto avviene nello schema a ventaglio. Per quest'ultimo, poi, si hanno problemi di spazio dovuti all'arrivo di tutti i cavi in un unico punto dell'antenna, ove nascono inoltre pericolose concentrazioni locali di sforzi.

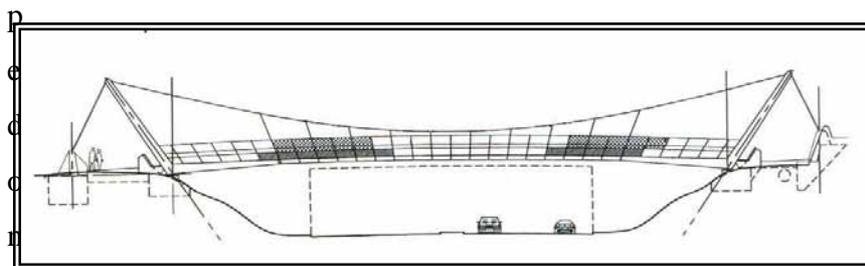
- ✓ La struttura da ponte costituita da una travata generalmente a parete piena, sostenuta da archi sottili e sospensione a cortina di tiranti paralleli, la cosiddetta trave Langer, è stata largamente impiegata nei paesi di lingua tedesca e in quelli nordamericani per i particolari pregi che la caratterizzano sia dal punto di vista statico che da quello economico e costruttivo. La trave tipo Langer come è



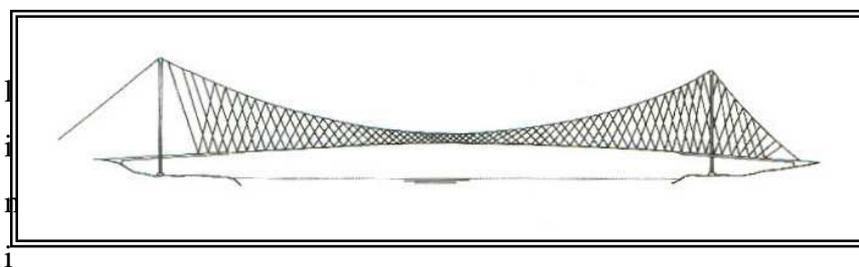
è costituita dall'accoppiamento di un arco sottile, generalmente parabolico, e di una trave orizzontale sufficientemente rigida, collegati da tiranti verticali: i carichi vengono trasmessi attraverso la sospensione a cortina dalla trave all'arco in modo uniforme in virtù della notevole rigidità della trave. Un importante problema che interviene nella progettazione di questa struttura è quello della verifica della stabilità elastica per carico di punta degli archi sottili. Questa instabilità può presentarsi in due forme: instabilità trasversale degli archi sottili e instabilità nel piano stesso dell'arco. Nel primo caso il grado di stabilità è legato direttamente alla rigidità trasversale dell'insieme archi-controventi che formano

una volta reticolare costituita da due briglie curve collegate da un traliccio. Nel secondo caso il grado di stabilità elastica è affidato alla rigidità. Nel ponte ad arco sottile e trave irrigidente se la sospensione è ad elementi inclinati tutto il sistema si comporta come trave reticolare parabolica: l'arco non è irrigidito soltanto dalla trave, ma la stessa sospensione, funzionando da traliccio, conferisce al sistema un comportamento tipo travatura reticolare. In questa tipologia di ponti, come avviene nel Langer, l'accoppiamento arco sottile-trave irrigidente è indispensabile se si tiene conto del ruolo fondamentale della trave: in presenza di sistemi di caricamento asimmetrici, la trave in virtù della propria rigidità, è in grado di rendere uniforme l'azione del carico sull'arco facendolo lavorare prevalentemente a compressione. La progettazione di tali travate mira essenzialmente a rendere prevalentemente tese le aste di parete mediante lo studio della particolare disposizione delle diagonali e l'esatta considerazione riguardo ai punti di applicazione dei carichi permanenti e di quelli accidentali, senza peraltro garantire che per qualche combinazione di carico si verifichi la nascita di uno sforzo di compressione in qualche asta. In tal caso l'equilibrio è affidato localmente alla resistenza flessionale della trave catena o dell'arco (che quindi devono essere localmente verificati). Tale circostanza dipende principalmente dal numero di campi in cui le diagonali della sospensione suddividono la catena, dall'inclinazione delle stesse, e dal rapporto tra il carico permanente e quello accidentale.

- ✓ Altra tipologia ultimamente diffusa anche per attraversamenti



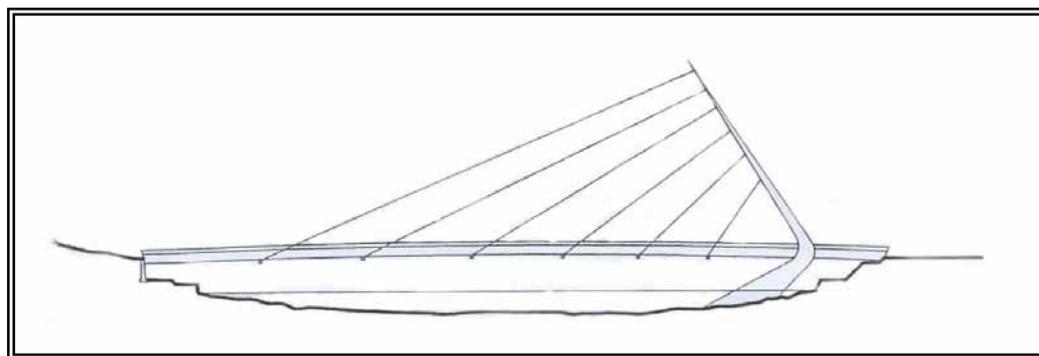
ali è quella dei ponti sospesi. Questa tipologia prevede l'accoppiamento di una fune parabolica ancorata a delle antenne, e di una trave orizzontale sufficientemente rigida, collegati da tiranti verticali: i carichi vengono trasmessi attraverso la sospensione a cortina dalla trave all'arco in modo uniforme in virtù della notevole rigidezza della trave. La trave potrebbe avere una dimensione anche ridotta notevolmente, infatti riducendo l'interasse dei pendini si riduce anche il momento gravante sulla trave, che varia con la legge  $ql^2/8$ , e riducendo notevolmente l'interasse si potrebbe a



te arrivare ad un nastro con i relativi problemi di instabilità. Anche per questo schema ci possono essere due distinzioni nella distribuzione dei pendini, che anche qui potrebbero essere Nielsen o Langer con tutte le complicità che abbiamo già analizzato precedentemente. Altro aspetto da sottolineare è che la sospensione viene ancorata a terra “spesso con grossi blocchi di cls”, mentre il passaggio della sospensione sulla sella dell'antenna potrebbe essere fissa o scorrevole, influenzando la forza orizzontale trasmessa all'antenna; quest'ultima varia con una legge:  $F_h = ql^2/8f$ , dove  $f$  è la freccia dell'arco parabolico. Dalla relazione si vede come aumentando l'altezza delle antenne, la forza trasmessa si riduce proporzionalmente.

## 4.2 Scelta della tipologia

La scelta della tipologia è sicuramente una operazione difficile da effettuare e quindi da giustificare. Vista l'ubicazione dell'opera, un aspetto fondamentale da valutare è l'aspetto estetico gradevole dell'opera senza avere un predominio sull'ambiente circostante. Dopo aver disegnato degli schemi statici per ogni tipologia e introdotti nell'ambiente, sono state fatte delle considerazioni che hanno portato alle seguenti conclusioni. Per quanto riguarda i ponti strallati possiamo fare alcune valutazioni di rilievo che porteranno allo scarto di questa soluzione. La prima considerazione è quella che gli attraversamenti pedonali strallati sono quasi sempre asimmetrici con una sola antenna, a causa della limitata luce, e questa finisce per essere imponente sull'ambiente circostante. Altra considerazione sfavorevole a questa soluzione è il problema di riuscire a realizzare una antenna a mensola in legno, con il carico che risulti applicato esclusivamente da una parte (come avviene per le più belle passerelle pedonali recenti), mentre non riteniamo opportuno realizzare l'antenna con un altro materiale. Per queste considerazioni è stato esclusa questa tipologia.



Stessa sorte è avvenuta per la tipologia ad arco con sospensione Langer o Nielsen. Questo schema statico si adatta bene al legno, in quanto facilmente si possono realizzare grossi archi portanti in legno lamellare. Il motivo che non ha fatto prendere in considerazione tale struttura è l'inserimento nell'ambiente. L'aspetto estetico non ha convinto a fondo, risultando troppo pesante e massiccio, all'opposto di una struttura snella come vogliamo introdurre in

questo contesto . Nella pratica tale tipologia risulta difficilmente utilizzata per attraversamenti pedonali, al contrario per ponti stradali di medie luci.

I ponti sospesi hanno avuto quasi esclusivamente impiego per il superamento di luci molto elevate, pensando quindi a questo, sarebbe inopportuno presentare una tale tipologia per l'opera oggetto di studio. In realtà recentemente è stata rivalutata molto anche per opere del genere, riuscendo a creare strutture molto snelle, trasparenti e non imponenti sull'ambiente circostante, (figura 1).



Figura 1: Vista del ponte Halvagar Bridge, realizzato con una struttura snellissima.

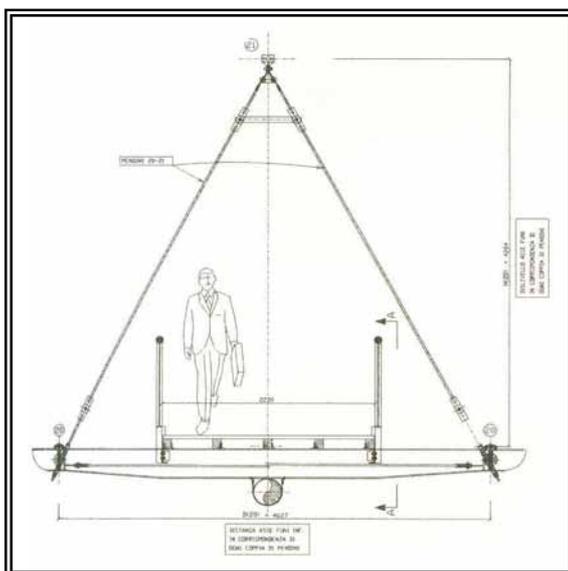


Figura 2: Esempio di sezione per un ponte sospeso con un unico ordine di cavo.

Introducendo lo schema nel mostro ambiente abbiamo potuto osservare un aspetto estetico molto gradevole. Il problema di realizzare le antenne “non molto alte” in legno, è stato eliminato realizzando una struttura a cavalletto che avesse come componente di sollecitazione principale lo sforzo assiale di compressione. Nella realizzazione di tale tipologia è anche possibile avere un unico cavo di sospensione centrale (figura 2), situazione da noi scartata a favore della classica sospensione a due ordini di cavi. Quella con un solo cavo, creava complicazioni sia nella realizzazione dell’antenna in legno, sia perché dovevamo aumentare troppo l’altezza delle antenne. Infatti la catenaria della fune deve essere alzata per poter permettere il passaggio, nel suo punto più basso, ai pedoni.

La soluzione a travata può avere varie soluzioni, nel caso di utilizzo del legno, questa può essere a trave con sezione costante o a limite variabile. Può cambiare anche lo schema, nel nostro caso di semplice appoggio per evitare la pila all’interno dell’alveo. Questa soluzione esteticamente non ha un aspetto molto gradevole, e per la notevole luce da superare “per una singola campata in legno” l’altezza di tale risulta essere notevole. L’altezza deve essere anche grande per limitare le deformazioni in mezzeria. In conclusione la scelta della tipologia è ricaduta su uno schema di ponte sospeso, ovviamente questo sarà da adattare alle esigenze della particolare situazione. Saranno quindi possibili alcune modifiche allo schema in fase di progettazione preliminare, come vedremo di seguito.

### 4.3 Evoluzione della tipologia scelta.

Come abbiamo visto la scelta è ricaduta nello schema del ponte sospeso, anche se per poterlo inserire nel nostro contesto è stato in parte modificato. Le antenne abbiamo detto che saranno realizzate con dei cavalletti, e la sospensione da due cavi. In realtà abbiamo potuto constatare che esistevano delle problematiche a realizzare un'unica campata che andasse da cavalletto a cavalletto data la notevole luce, prossima ai 50 metri. Inoltre considerato che la trave deve resistere ad eventuali piene, è necessario introdurre in qualche modo un controvento trasversale, che potesse scaricare a terra la forza orizzontale impressa all'impalcato dall'ondata di piena.

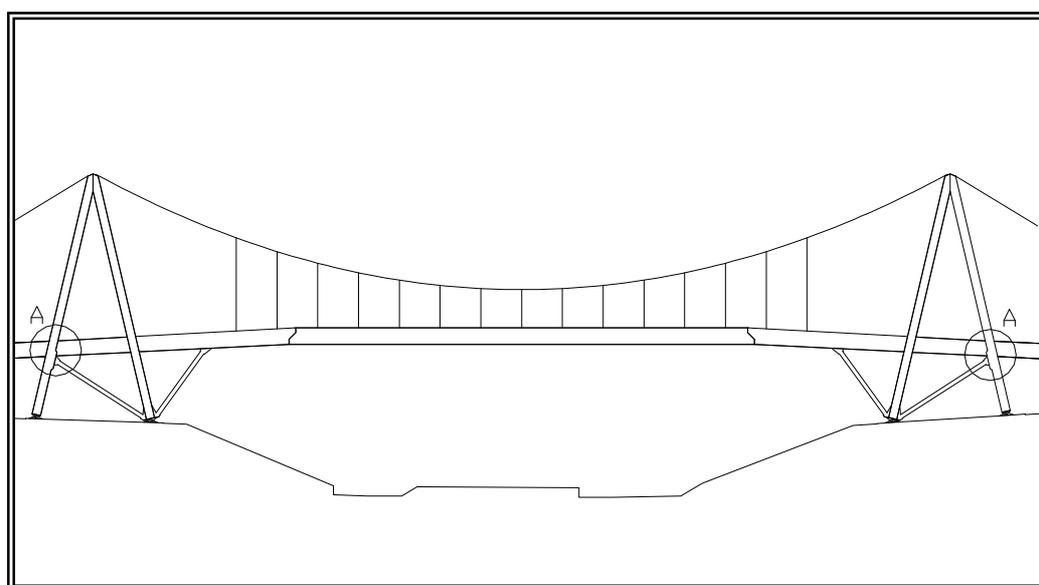


Figura 3: Schema statico conclusivo del ponte composto da una parte portante dalla sospensione e una dallo schema a cavalletto.

Dallo schema statico visibile qui sopra, si può notare come la luce della travata centrale è stata ridotta, introducendo dei puntone che dal piede del cavalletto sorreggono un trave a sbalzo che va a collegarsi con quella centrale. Le due travi a sbalzo sono poggiate sul puntone ed ancorate ad un montante che va da cavalletto a cavalletto trasversalmente, particolare A. Dal nodo A parte un'altra trave con schema a doppio appoggio. La trave a sbalzo sarà soggetta a sforzo assiale, trasmesso al cavalletto come forza trasversale al

cavalletto nel nodo A. Per trasferire questa forza a terra è stato necessario introdurre un diagonale da una gamba del cavalletto a l'altra che scarica a terra lo sforzo. Tutto l'impalcato sarà realizzato con traversi in legno lamellare di interasse  $i = 60$  cm, su cui poggiano delle assi di legno massiccio portanti ed un assito di usura facilmente sostituibile. Nella parte inferiore dell'impalcato è posto un controvento costituito da diagonali di acciaio. Per stabilizzare i cavalletti sono stati introdotti dei controventi nella parte inferiore e superiore (su entrambe le gambe dei cavalletti).

Come possiamo notare questo schema evoluto si differenzia notevolmente dal classico schema di ponte sospeso, infatti qui possiamo notare la collaborazione di due schemi statici contemporaneamente. Uno è quello della sospensione da cui eravamo partiti, l'altro è uno schema a cavalletto, introdotto con l'aggiunta dei due puntoni laterali.

Considerando questa evoluzione ci viene la tentazione di vedere come si comporta il solo schema a cavalletto. Questo infatti potrebbe essere preso in considerazione come soluzione finale dell'opera, in quanto molto facile da realizzare ed anche molto più economico della soluzione che comprende la sospensione.

#### **4.3.1 Analisi della tipologia a cavalletto.**

Per valutare se la tipologia potrebbe essere realizzata nella pratica, dal modello di partenza comprensivo della sospensione, è stata eliminata proprio quest'ultima ed è stato fatto un predimensionamento di massima sullo schema restante. Al momento il nostro obiettivo è solo quello di valutare la possibile efficacia di questa soluzione e nello schema non ci interessa se sono presenti i cavalletti che in parte saranno evidentemente scarichi. Se la soluzione divenisse percorribile, allora saranno effettuate delle modifiche per rendere la soluzione il più possibile graziosa esteticamente, ed evidentemente saranno eliminati i cavalletti.

Per vedere il comportamento di tale struttura, abbiamo caricato tutta la medesima con il carico accidentale previsto dalla norma (oltre al peso proprio), valutando così l'altezza delle travi in legno lamellare. Evidentemente la travata

deve contrastare le sollecitazioni di flessione e di deformabilità valutate nella mezzeria.

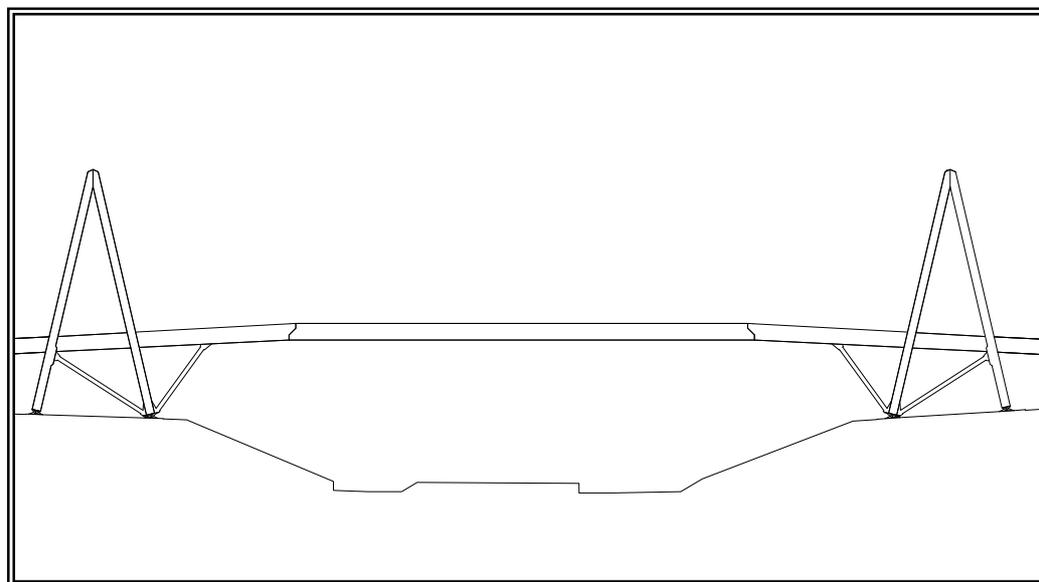


Figura 4: Schema statico del ponte privo della sospensione “solo lo schema statico a cavalletto”.

I risultati sono stati ottenuti mediante un modello realizzato con il programma SAP 2000 8 Nonlinear, togliendo semplicemente la sospensione e rifacendo calcolare la struttura. I risultati ottenuti mostrano evidentemente un incremento della sollecitazione flessionale, infatti in questo modello la travata centrale che ha uno schema semplice a doppio appoggio e quindi  $M = ql^2/8$ , dovrà sostenere tutti i pesi propri e accidentali. Nell'altro schema si fa il modo che la travata ed i puntoni risultino scarichi (senza carichi accidentali), grazie ad una pre sollecitazione inferta alla struttura con la sospensione. Pertanto sulla struttura graverà solo una parte di accidentali, in quanto l'altra parte sarà assorbita dalla sospensione. Questo aumento di sollecitazione non crea in realtà molti problemi, in quanto con un aumento non sostanzioso della sezione resistente si risolve il problema. L'aspetto invece che rende la struttura composta da solo cavalletto improponibile, è la notevole deformabilità di questa. Per avere una deformabilità in mezzeria paragonabile a quella della tipologia con sospensione, l'altezza della trave deve passare da 100 cm a ben

180 cm cosa improponibile, (figura 5 pagina seguente). La trave di questa dimensione crea tantissimi problemi:

- ✓ Il risparmio economico ottenuto con la semplicità della struttura (sospensione eliminata), in buona parte viene annullato con il grande quantitativo di legname necessario, in più rispetto all'altra soluzione.
- ✓ L'aspetto estetico è notevolmente peggiorato, in quanto la struttura snella e trasparente che si presentava precedentemente è stata rivoluzionata con una travata alta ben 180 cm, una parete che va da sponda a sponda.
- ✓ Altro problema insuperabile è la disposizione in altezza di questa trave. Abbiamo già accennato ad i problemi relativi al franco libero, con la conclusione che portava ad avere l'intradosso della trave a 29,70 m.s.l.m..Se mettiamo l'impalcato nella parte inferiore della trave, si creerà un parapetto di circa 150 cm, e le persone che attraversano il ponte avranno la sensazione di attraversare un tunnel, con i più piccoli che non avranno neppure la visuale laterale. L'altra soluzione è quella di alzare l'impalcato, portando l'altezza del parapetto a circa 100 cm, ma allora si allunga notevolmente le rampe di accesso e quindi tutto il ponte (circa 20 metri). Ovviamente l'aumento della lunghezza porta ad un altro incremento di spesa.

#### **4.3.2 Conclusioni sulla scelta della tipologia.**

Dalle osservazioni che abbiamo appena fatto sullo schema a cavalletto, è evidente che tale tipologia sia improponibile in questo contesto e con questo materiale strutturale. Pertanto la scelta conclusiva della tipologia ricade definitivamente nello schema precedentemente illustrato, che si basava sul doppio schema, cavalletto, sospensione. Da notare come la sospensione risulta fondamentale non per incrementare la resistenza totale della struttura ma per incrementare la rigidità totale della struttura e limitare la deformabilità.

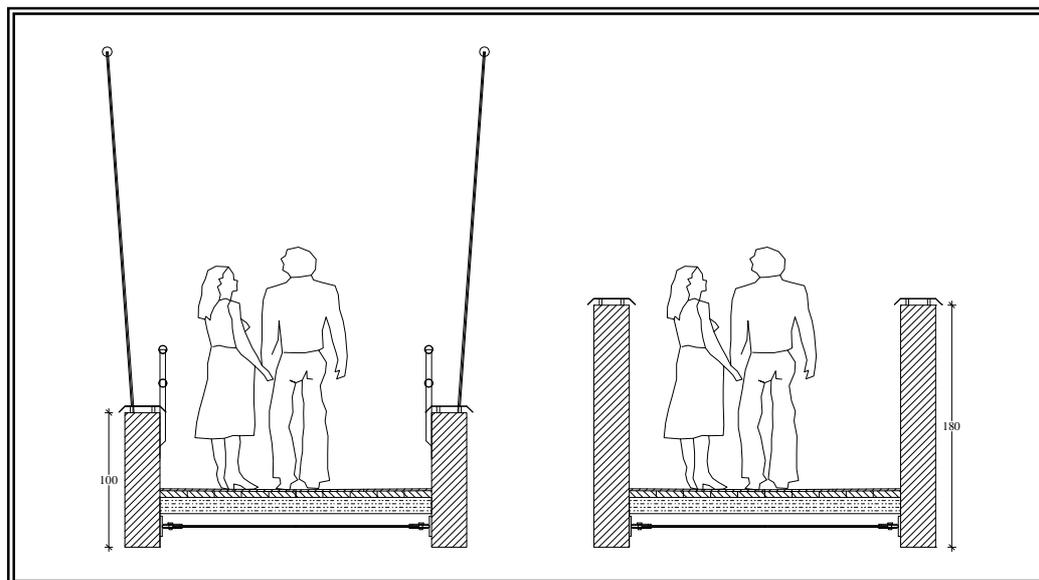


Figura 5: L'impalcato con le due travi, 100 cm e sospensione a sinistra, 180 cm a destra.

Nella realtà il diametro del cavo sarà aumentato e portato da 4 cm (sufficiente per la resistenza) a 7,2 cm per incrementare la rigidezza e ridurre la deformazione. Di seguito vengono mostrati degli schemi statici con i relativi diagrammi delle sollecitazioni, in modo da poter comprendere meglio il funzionamento dell'opera.

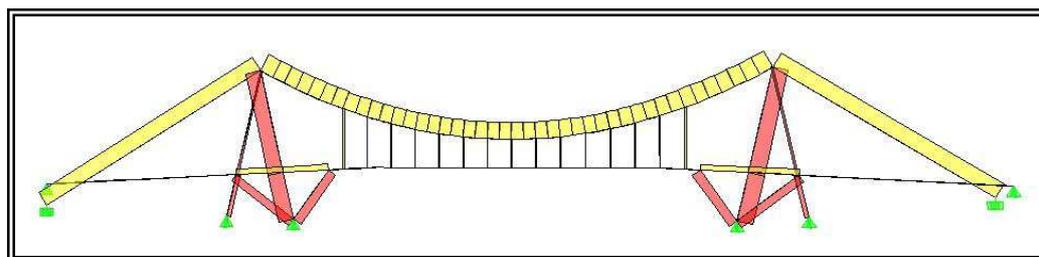


Figura 6: Schema per la sollecitazione assiale.

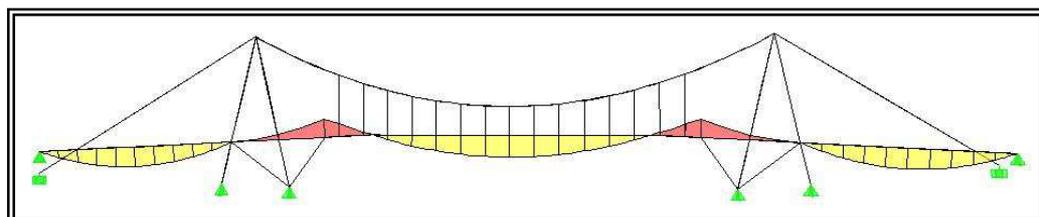


Figura 7: Schema per la sollecitazione di momento flettente.

## 4.4 Analisi storica dei ponti sospesi.

La loro storia può essere divisa in tre fasi:

- ✓ Fase primordiale; da alcuni millenni fa alla costruzione del ponte di Brooklyn (fine '800).
- ✓ Dal ponte di Brooklyn al crollo del ponte di Tacoma (anni '40).
- ✓ Fase moderna, dopo il crollo del ponte di Tacoma fino ad oggi.

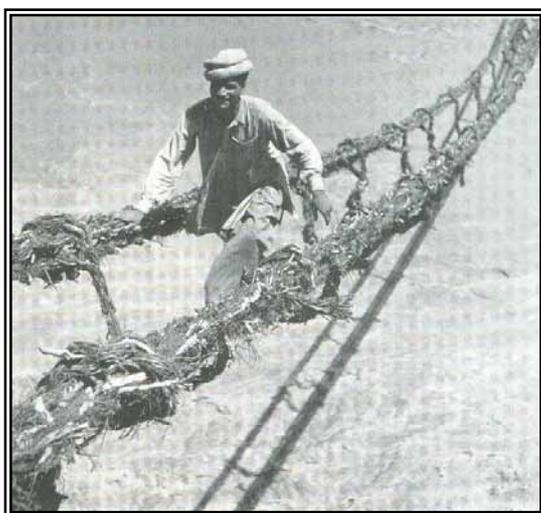


Figura 8: Uno dei primi ponti sospesi realizzati sull'Himalaya.

Il primo ponte sospeso risale al 960 in Cina, mentre di quelli che se ne può avere traccia documentata bisogna arrivare al '700. Questa tipologia inizia a

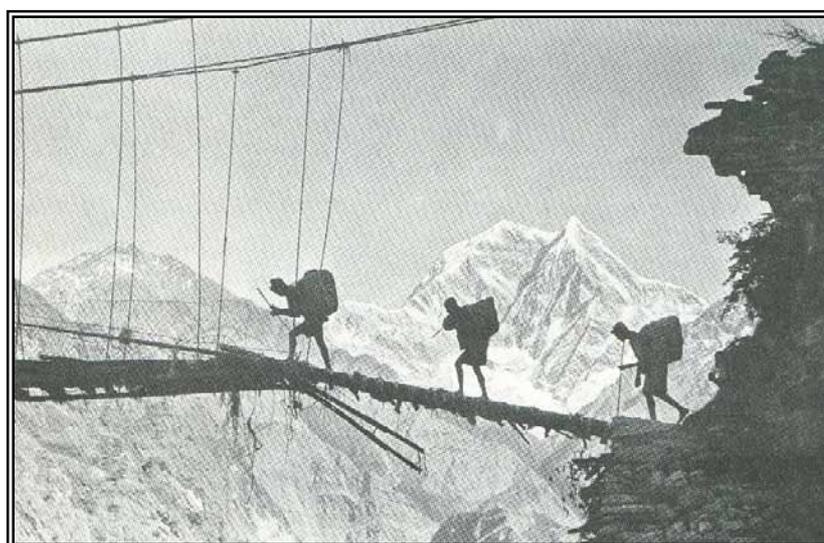


Figura 9: Uno dei primi ponti sospesi sull'Himalaya.

diffondersi progressivamente sempre di più, perché risultano essere economici e non necessitano di pile nell'alveo. Le antenne massicce venivano realizzate in muratura, con l'impalcato in legno successivamente sostituito dal ferro.

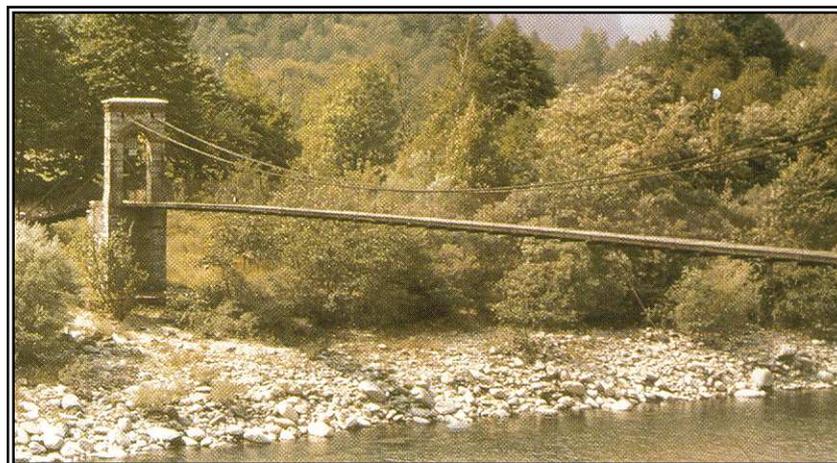


Figura 10: Ponte sospeso in legno Sesia River.

Il problema di queste prime realizzazioni era la loro deformabilità eccessiva (la catenaria infatti non era rigida e sotto carico si deforma molto). Per ovviare a questo problema fu pensato di realizzare un parapetto irrigidente, ed il ponte con questo parapetto venne brevettato da un americano.

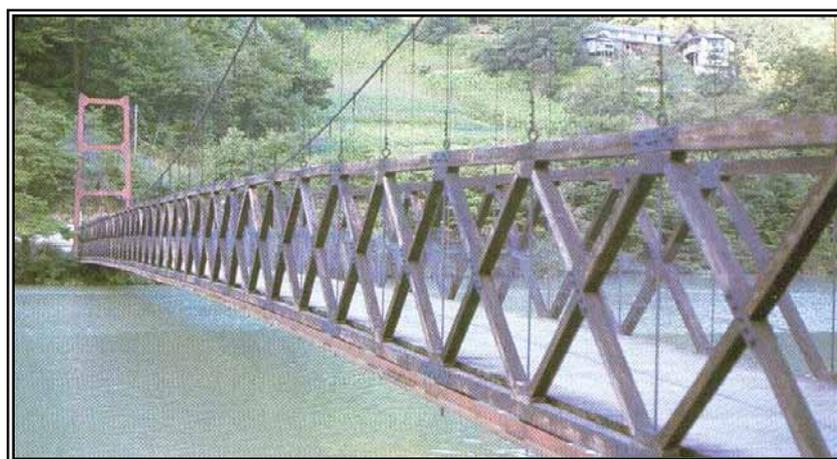


Figura 11: Ponte sospeso sull'Hida River in Giappone.

Per mostrare la fragilità di queste opere, è opportuno citare un episodio importante accaduto su un ponte sospeso in Scozia nel 1917, dove quattro

persone saltandoci sopra ripetutamente portarono alla rottura di una catena. Il ponte non crollò perché le catene erano molte, ma solo dopo sei mesi ci fu il collasso della stesso a causa del vento. Stessa sorte capitata a tanti ponti sospesi dell'epoca.

Un passo importante per lo sviluppo della tecnica progettuale di queste opere fu fatto da Navier. Tra il 1821 ed il 1823 compie un viaggio, osservando che queste opere funzionavano meglio al crescere della luce. Le opere fino ad ora erano progettate senza supporto teorico, e proprio lui iniziò uno studio teorico di 1° ordine con considerazioni di equilibrio in modo da legare il tiro della catenaria con la freccia della stessa. Questo studio diede un ulteriore input al propagarsi di questa tipologia.

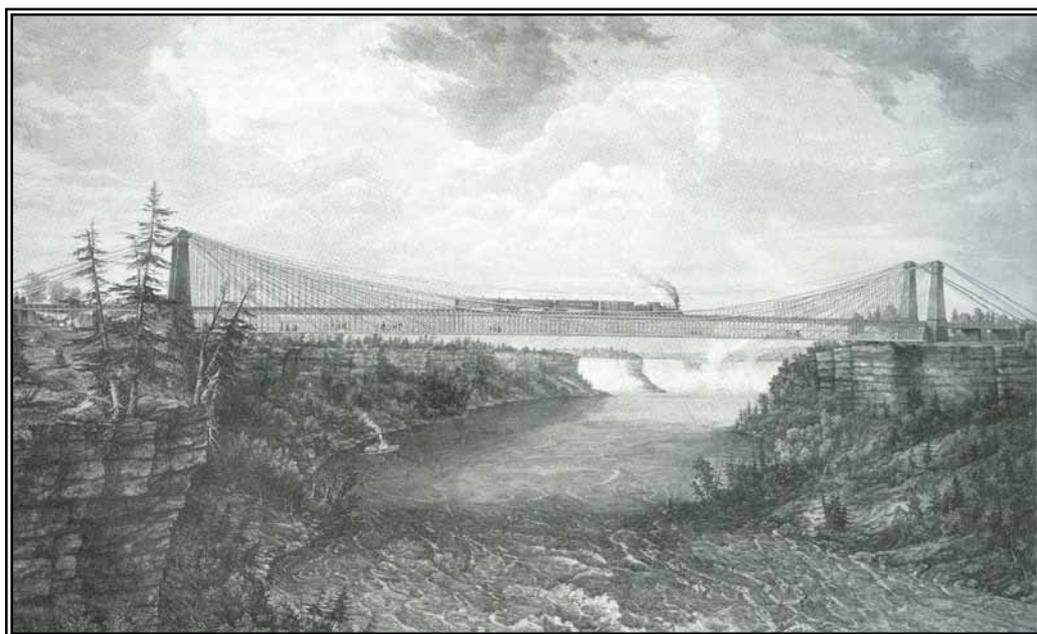


Figura 12: Vista del Niagara Suspension Bridge.

Il Niagara Suspension Bridge (1852-55): è un ponte ferroviario di 246 metri di luce. Il problema fu conciliare i grandi carichi ferroviari con la necessità di avere scarse deformazioni, essendo la ferrovia rigida e la struttura di per sé deformabile. Per renderla meno deformabile, furono aggiunti degli stralli, anche se all'epoca non si sapeva che relazione ci fosse tra catenaria, stralli e trave irrigidente (evoluzione del parapetto rigido). Pertanto gli

accorgimenti venivano fatti su sensazioni personali, cercando di evitare il crollo, come spesso avveniva a causa del vento.

Il ponte di Brooklyn (1870-83): ha una luce di 479 metri, sorretti da tre sistemi di cavi (il centrale doppio) poggianti su delle grosse antenne in muratura; anche in questa costruzione sono inseriti degli stralli.

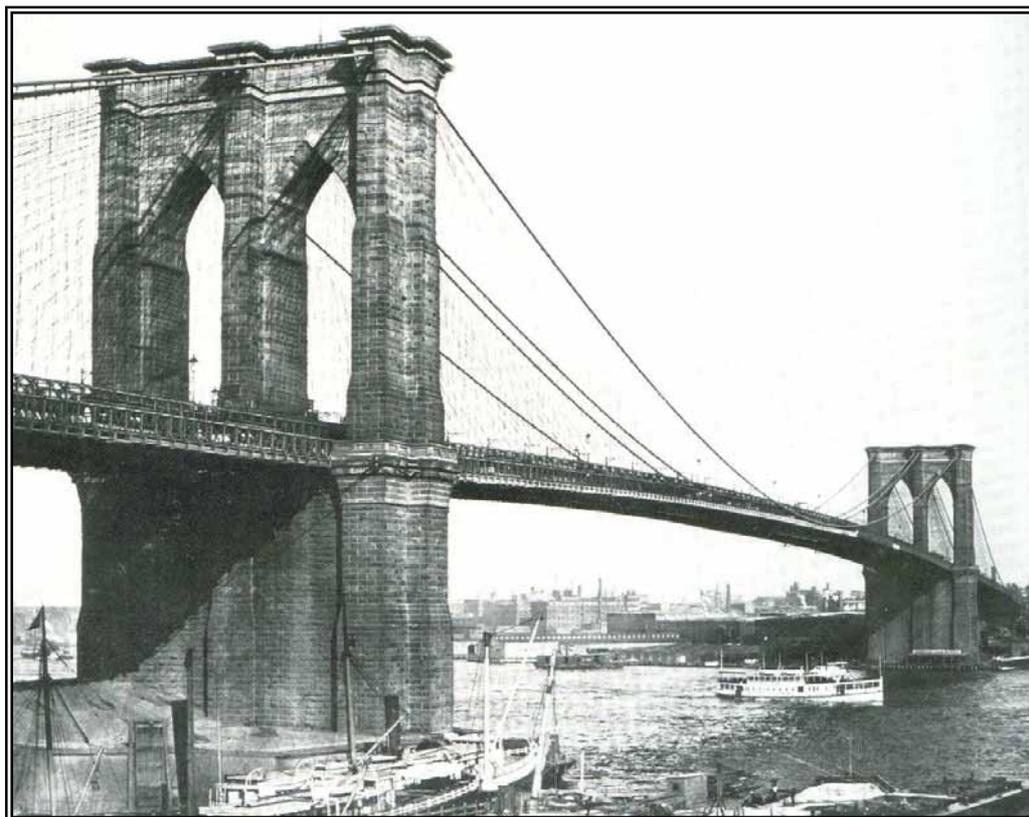


Figura 13: Vista del ponte di Brooklyn.

Da questo momento le luci cominciano a crescere grazie allo sviluppo di materiali più resistenti e di teorie di progettazione al secondo ordine. In passato si considerava che la trave rigida contrastasse le deformazioni, successivamente viene anche contato il contributo del cavo. Questo porterà a creare impalcati più sottili e quindi deformabili, ma si pensava che diminuendo così i momenti bastasse la rigidità del cavo a contrastare le deformazioni. Migliorando l'acciaio diminuisce il diametro dei cavi, mentre l'impalcato e le antenne diminuiscono di molto il loro peso. L'interasse dei pendini diminuisce

drasticamente in modo da far diventare l'impalcato quasi un nastro. Infatti questo deve resistere esclusivamente al momento che nasce tra pendino e pendino, che varia con la legge  $M = pl^2/8$  e quindi più piccolo è  $l$  e più sottile sarà l'impalcato. Grazie a tutti questi accorgimenti le luci crescono tantissimo, fino a quando nel 1940 con un vento di solo 70 Km/h collassa il Tacoma – Narrows Bridge, (vedi figure successive). Questo ponte aveva una luce di 854 metri con un impalcato stretto e sottilissimo e quindi assolutamente non rigido “Venne chiamato dinosauro che galoppa”. Purtroppo all'epoca gli studi non erano così avanzati da arrivare a conoscere i fenomeni denominati poi del *flutter* e *stall flutter*, derivanti dall'azione del vento sulla struttura. Al momento attuale si conoscono questi fenomeni, ma spesso siamo costretti ad usare coefficienti sperimentali nella progettazione. In pratica un corpo investito da un fluido in moto, subisce uno spostamento crescente nel tempo raggiungendo valori inammissibili. L'energia trasferita dal fluido non viene dissipata dalla struttura e si istaura un moto autoeccitato.

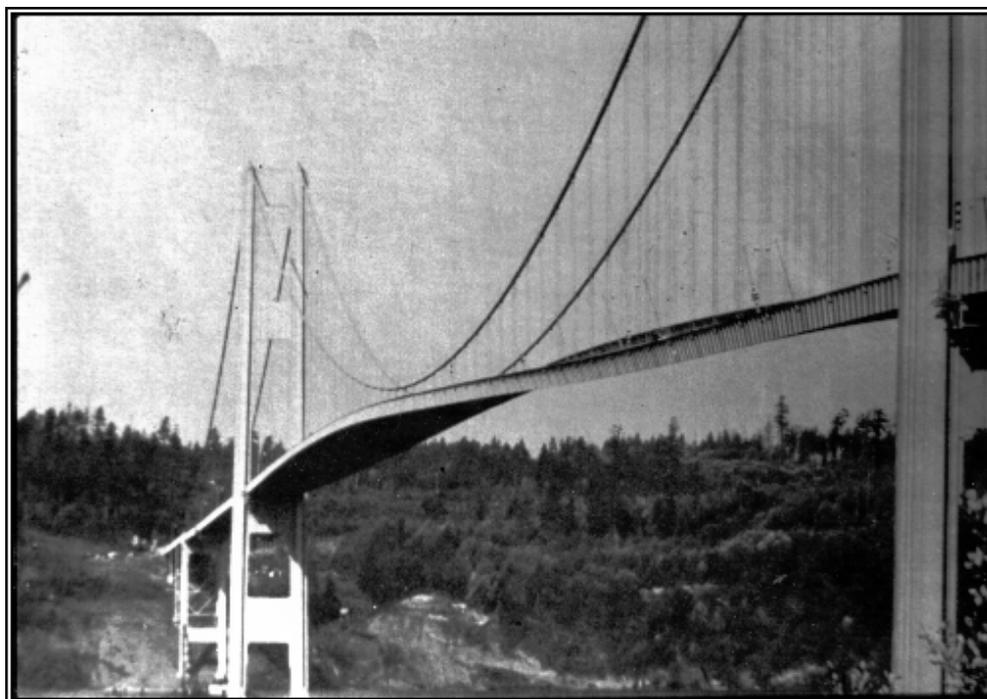


Figura 14: Vista delle oscillazioni del ponte Tacoma-Narrows Bridge, prima del collasso.



Figura 15: Vista delle oscillazioni del ponte Tacoma-Narrows Bridge, prima del collasso, da sopra l'impalcato.

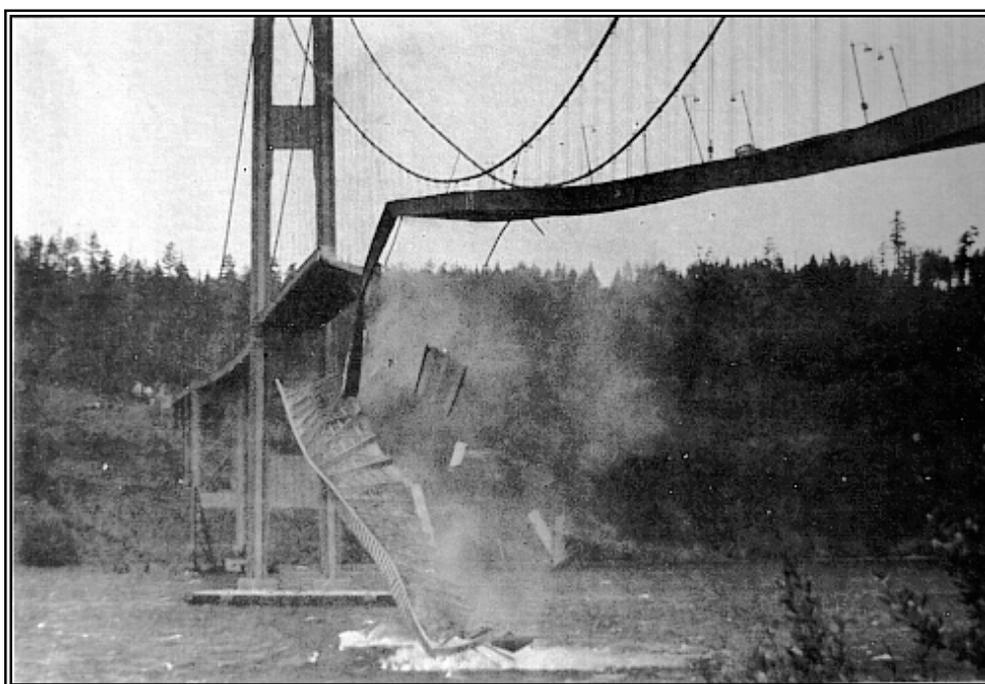


Figura 16: Collasso del Tacoma-Narrows Bridge.

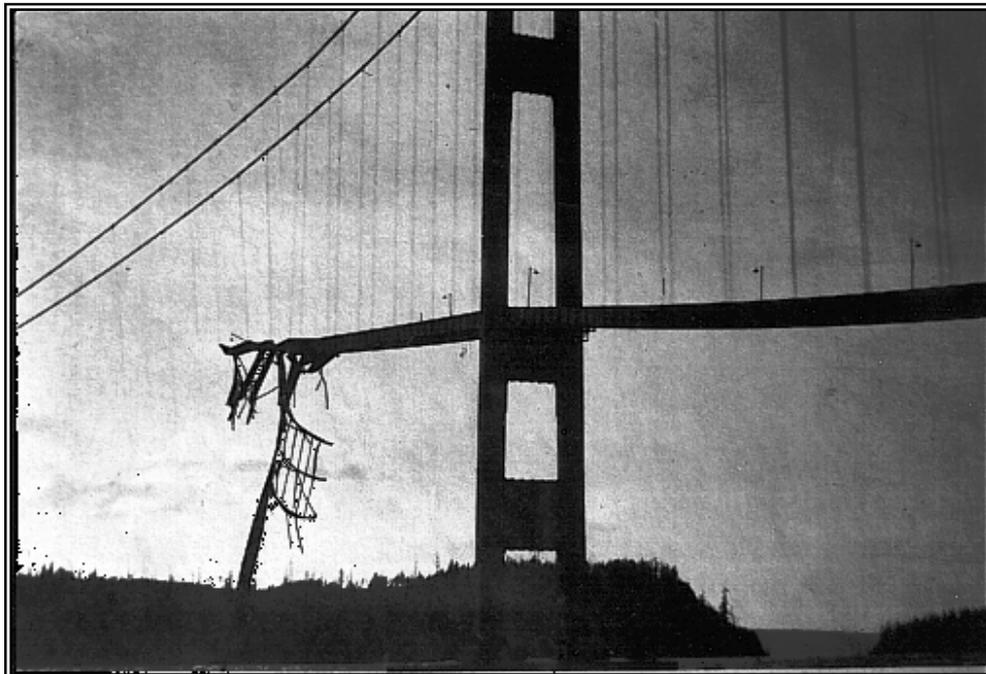


Figura 17: Resti del Tacoma-Narrows Bridge, dopo il collasso.

Nel tempo vengono studiati vari fenomeni di interazione con il vento e vengono proposte due strategie di soluzione:

- ✓ Scuola americana: irrigidimento dell'impalcato con traliccio reticolare spaziale (aumento della rigidità flessionale e torsionale).
- ✓ Scuola britannica o aerodinamica: si modella la forma esterna per avere una sezione aerodinamica dell'impalcato, cioè si cerca di deformare i filetti fluidi in modo da non creare una instabilità.

Quasi tutti i ponti costruiti prima del crollo del ponte di Tacoma, vengono rinforzati con l'introduzione di strutture reticolari. Le nuove realizzazioni hanno invece due aspetti completamente diversi, differenziandosi tra quelle che seguono la scuola americana e quella britannica.



Figura 18: Vista del ponte Golden Gate in San Francisco.

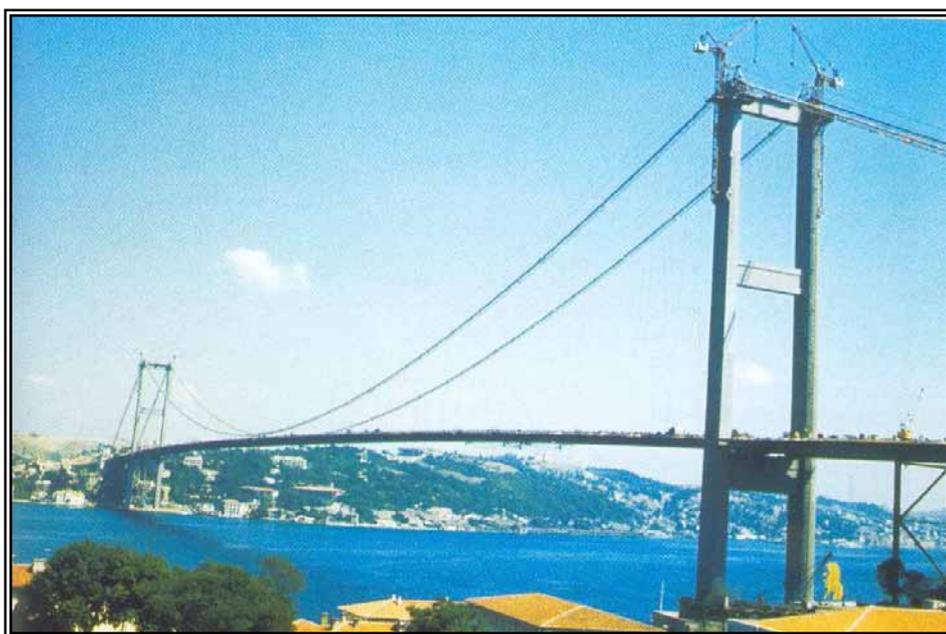


Figura 19: Vista del Bosforos Bridge in Istanbul.

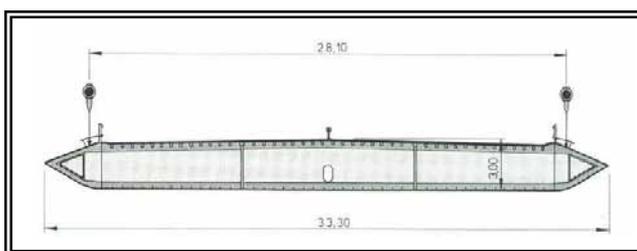


Figura 20: Sezione del Bosforos Bridge "scuola britannica".

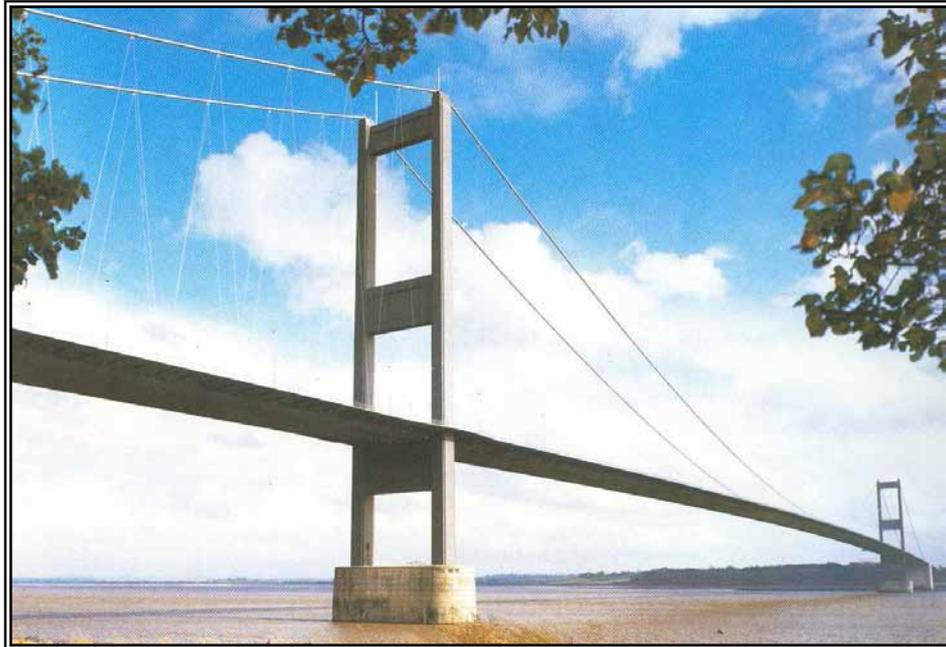


Figura 21: Vista del Severn Bridge Wales.

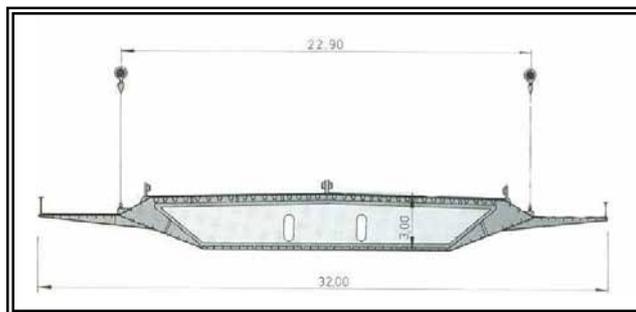


Figura 22: Sezione del Severn Bridge Wales "scuola britannica".

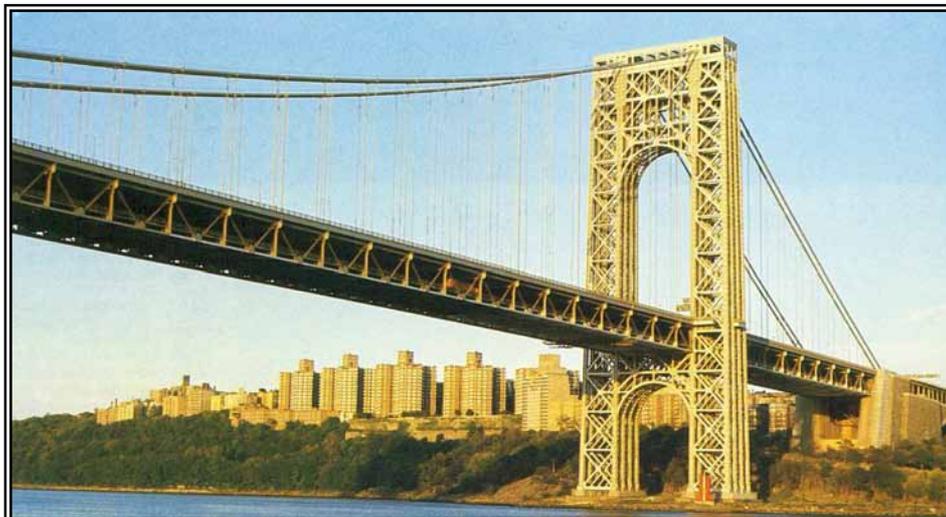


Figura 23: Vista del George Washington Bridge.



Figura 24: Vista del Great Belt East Bridge.

Una delle opere più grandi realizzate è il Great Belt East Bridge costruito in Danimarca (1990-98), ha una luce di 1642 metri; nonostante tutte le prove realizzate in galleria del vento, una volta ultimato presentava delle oscillazioni non previste. Per eliminare questo problema sono poi state aggiunte delle appendici aerodinamiche.

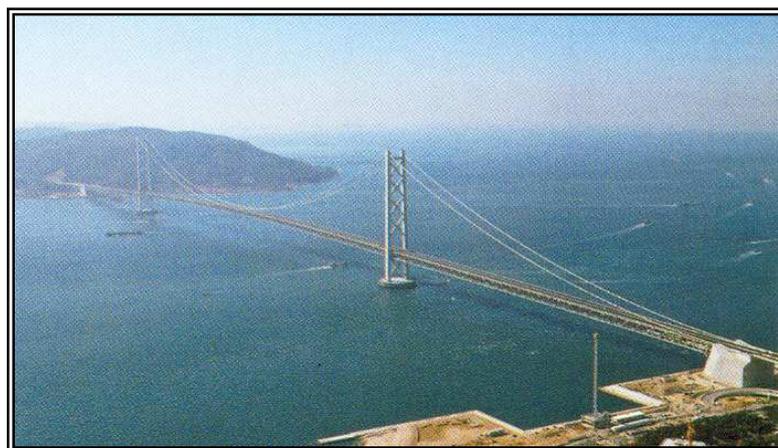


Figura 25: Vista dell'Akashi Kaikyo Bridge.

Il ponte sospeso più lungo esistente è l' Akashi Kaikyo Bridge con una luce di 1991 metri realizzato in Giappone.

## CAPITOLO 5

### I MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI

#### 5.1 I cavi di sospensione.

La buona riuscita di un progetto è spesso determinata dalla bontà dei materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, proprio per questo motivo è stato deciso di affidarsi alle ditte più affermate nel settore per ricavarci il materiale necessario. Le funi necessarie, sono state quindi scelte dal catalogo fornitoci dalla ditta Tensoteci e meglio identificabili con il marchio Teci "Trefolo Rosso", facenti parte della cordata Redaelli. Le funi di acciaio prodotte dalla su citata ditta sono in accordo alle specifiche, alle normative ed alle leggi di tutti i paesi e vengono corredate da tutte le certificazioni e garanzie previste dalle disposizioni italiane (DPR 459 del 24 luglio 1997) e delle direttive CEE 89/368, 91/368, 94/44 e 93/68. L'elevato livello qualitativo del processo produttivo è certificato ISO 9001. I prodotti sono spesso controllati da istituti di controllo ufficiali della maggior parte dei paesi quali Lloyd's Register of Shipping, Det Norske Veritas, American Bureau of Shipping, Registro Italiano Navale ed altri.

##### 5.1.1 La produzione delle funi.

Prima di esaminare alcuni aspetti fondamentali delle funi, è opportuno definire alcuni elementi basilari facenti parte della stessa.

- ✓ Il *filo* è l'elemento costitutivo della fune di acciaio ed è ricavato mediante trafilatura della vergella.
- ✓ Il *trefolo* è l'insieme di più fili disposti ad elica attorno ad un'anima centrale costituita da un filo metallico o di fibra tessile naturale o sintetica.
- ✓ La *fune* è l'insieme di più trefoli avvolti attorno ad un'anima tessile o metallica mediante l'operazione di cordatura.

Una volta individuati tutti gli elementi costituenti, possiamo vedere tutte le caratteristiche che definiscono una fune. Queste sono: diametro e tolleranze, formazione e numero di fili, senso di avvolgimento, carico di rottura, sezione metallica, peso unitario e rivestimenti protettivi.

Il diametro della fune è considerato il diametro del cerchio circoscritto alla sezione normale alla fune. La misura del diametro si effettua in due punti distanti almeno un metro; in ciascun punto si misurano due diametri a 90° uno dall'altro; la media dei quattro valori rilevati si assume come diametro effettivo. Se si desidera effettuare un rilievo particolarmente preciso, dovrebbe essere effettuato con la fune sottoposta a trazione pari al 5% del carico di rottura minimo garantito. Le tolleranze da rispettare riguardano il diametro e la lunghezza totale, ed avremo varie percentuali a seconda della grandezza del diametro e della lunghezza della fune. La formazione definisce la composizione della fune. Se quest'ultime sono costituite da trefoli, saranno indicati in successione: il numero di trefoli componenti la fune, il numero dei fili componenti ciascun strato del trefolo e la composizione dell'anima. Deve essere definito il senso di avvolgimento, che può essere riferito ai fili esterni rispetto ai trefoli e dei trefoli rispetto alla fune.

Sono definitivi vari carichi di rottura:

- ✓ *Carico di rottura minimo garantito*, è quello di riferimento per ogni fune.
- ✓ *Carico di rottura effettivo*, è il carico che si ottiene nella prova di rottura a trazione e deve essere sempre superiore a quello minimo garantito.
- ✓ *Carico somma prima della cordatura*, è la somma del carico di rottura dei singoli fili prima della cordatura.

La sezione metallica è data dalla somma delle sezioni trasversali rette di tutti i fili componenti la fune. Il peso unitario è il peso di una determinata lunghezza di fune. Infine tutti i fili elementari delle funi sono protetti da una appropriata lubrificazione. Tuttavia le funi per usi marittimi o destinate a

lavorare in ambienti aggressivi od esposte alle intemperie hanno fili protetti con zincatura.

Con queste nozioni di base, è ora possibile illustrare tutte la fasi produttive che portano alla realizzazione della fune. Nella pagina seguente è anche possibile vedere un organigramma con la sequenza delle fasi produttive.

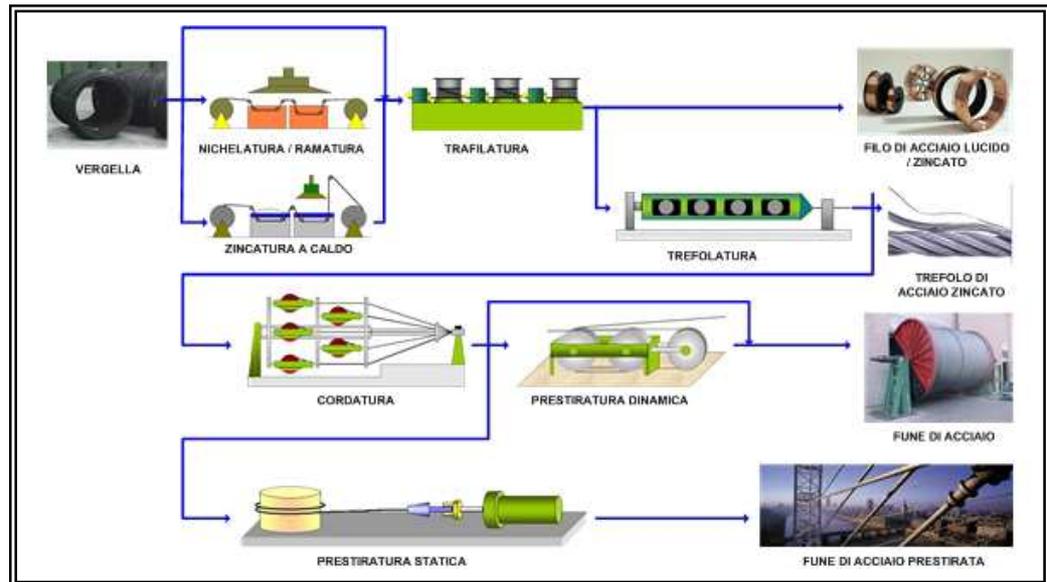


Figura 1: Organigramma della fase produttiva di una fune.

Possiamo suddividere il tutto nelle seguenti fasi principali:

- ✓ *Progettazione delle funi*
- ✓ *Produzione del filo*
- ✓ *Trefolatura e compattazione*
- ✓ *Cordatura*
- ✓ *Prestiratura*

La fase della progettazione è divisa in varie parti, delle quali le principali sono:

- ✓ *Progetto preliminare*, con l'impostazione delle dimensioni dei trefoli, dei passi e direzioni di cordatura.
- ✓ *Disegno esecutivi*, con la rappresentazione della sezione effettiva della fune.

- ✓ *Analisi angoli dell'elica*, determinazione degli angoli di avvolgimento fili.
- ✓ *Verifica angoli di contatto*, verifica degli angoli di contatto tra i fili della fune.
- ✓ *Riempimento plastica*, evidenza del riempimento plastico della fune e quindi determinazione della quantità di plastica necessaria.
- ✓ *Dimensioni dei fili*, dimensionamento e posizionamento fili.
- ✓ *Misura della spaziatura*, misura della spaziatura tra i trefoli o tra i fili.

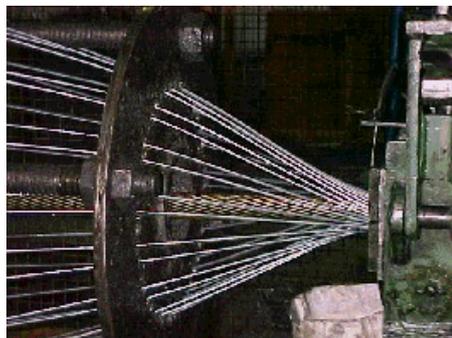
Successivamente inizierà la fase operativa, con la produzione dei fili in un reparto di trafilatura nel quale è possibile ottenere la qualità di filo più adatta per ogni singola fune. Ciascun filo viene prodotto trafilando vergella di acciaio speciale avente composizione chimica, dimensioni e caratteristiche meccaniche specifiche rispetto a quanto richiesto per le varie formazioni di fune. I fili sono prodotti con lunghezza adatta alla fabbricazione di ciascuna fune senza necessità di eseguire saldature e vengono avvolti direttamente sulle bobine delle macchine trefolatrici. La produzione di fili si diversifica su tre tipi distinti, fili tondi, fili sagomati e fili con zincatura.

- ✓ *I fili tondi*, vengono prodotti tramite trafilatura a freddo su macchine a passi multipli utilizzando utensili (filieri) in carburo di tungsteno. La velocità di trafilatura, la riduzione di sezione per ciascun passo e la forma degli utensili sono definiti, per ciascun filo, per ottenere la massima duttilità. Continui controlli di processo consentono di verificare e mantenere la costanza delle caratteristiche di tutti i prodotti.
- ✓ *I fili sagomati*, vengono prodotti tramite trafilatura e laminazione a freddo su macchine a passi multipli utilizzando utensili (filieri) in carburo di tungsteno e rulli sagomatori. La forma dei fili è studiata in modo da ottenere funi perfettamente tonde e particolarmente impermeabili all'ingresso di sostanze

corrosive. La forma dei rulli sagomatori viene realizzata sulla base dei disegni costruttivi dei fili tramite mole sagomate. Il profilo dei fili prodotti viene verificato sulla base dei disegni costruttivi utilizzando sistemi di proiezione ottica a grande ingrandimento.

- ✓ *I fili zincati*, la zincatura dei fili viene realizzata per immersione in un bagno di zinco fuso. Il processo implica una serie di operazioni preliminari (desaponificazione, decapaggio chimico, lavaggio e preparazione superficiale con bagno flussante) che consentono la formazione di un substrato di leghe ferro-zinco sul quale si ancora uno strato di zinco puro. Per realizzare un rivestimento uniforme, l'impianto è realizzato in modo da consentire l'uscita verticale dei fili dal bagno di zinco fino ad avvenuta solidificazione. Il risultato del processo è costituito da un rivestimento dei fili di acciaio avente forte spessore, uniforme ed aderente.

La trefolatura è la fase in cui si assemblano i fili costituenti il trefolo. Il numero, le dimensioni, il passo e le posizioni dei fili sono determinati in modo da ottenere trefoli aventi forma circolare ed alta stabilità alle pressioni trasversali pur mantenendo giochi tra i fili idonei a consentirne movimenti relativi longitudinali. Il processo di trefolatura deve garantire che tutti i fili elementari che lo costituiscono collaborino, con le stesse modalità, al funzionamento della fune cui sono destinati. A questo scopo le macchine trefolatrici sono dotate di dispositivi di guida e posizionamento dei fili nella



configurazione richiesta e di sistemi di calibrazione e rullatura. I trefoli possono essere realizzati in una (da 3 a 46 fili) o più operazioni.

Figura 2: Operazione di trefolatura.

La compattazione dei trefoli ha lo scopo di aumentare la loro sezione metallica tramite la deformazione a freddo dei fili elementari. Tale deformazione si ottiene per mezzo di filiere entro le quali viene fatto passare il trefolo al momento della sua costruzione. A seguito di questo processo, si riducono gli spazi vuoti, gli appoggi tra i fili si estendono, la superficie dei trefoli diviene più estesa, regolare e meno permeabile, la tensione sui fili sarà ripartita in maniera più uniforme, aumenta la stabilità dimensionale del trefolo rispetto alle forze trasversali ed infine la possibilità di operare con maggiore lunghezza del passo e quindi di ottenere un maggiore modulo di elasticità.

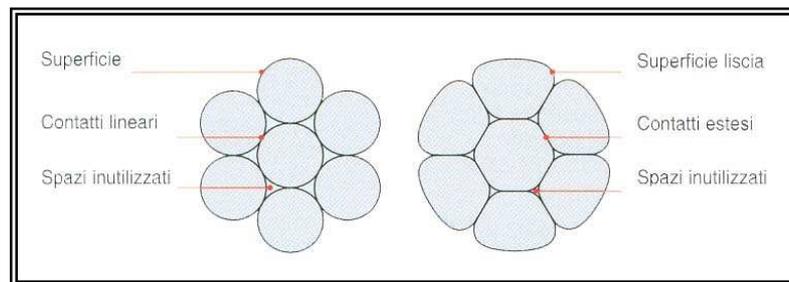


Figura 3: Fune non compattata a sinistra, e compattata a destra.

Il processo della compattazione è uno dei più fondamentali, questo infatti con i vantaggi derivanti, ha fatto sì che si sviluppasse notevolmente l'utilizzo in tutti i settori delle funi, ed in particolar modo in quegli impieghi ove si riscontrano sollecitazioni composte. Essi infatti trovano diffusa applicazione per la costruzione di funi ad alta capacità di carico (grazie alla aumentata sezione metallica) e per la costruzione di funi soggette a forti pressioni laterali o abrasioni (grazie alla solidità dei trefoli ed alla loro grande superficie di



contatto). Alternativamente è possibile, a pari carico di rottura della fune, adottare una minore resistenza unitaria dei fili, migliorando le prestazioni della fune legate alla duttilità ed alla resistenza a fatica del materiale.

Figura 4: Operazione di cordatura.



Figura 5: Fune compattata.

La fase successiva consiste nella cordatura, questa è l'operazione di riunione dei trefoli, attorno ad una anima centrale, per ottenere la fune finale. L'anima delle funi è un componente essenziale per garantire il necessario supporto ai trefoli. La sua struttura e dimensione deve essere impostata in funzione della fune da realizzare. Le anime delle funi possono essere di tipo tessile, metalliche o metalliche plastificate.

- ✓ Funi con anima tessile, le anime delle funi sono realizzate con filati di polipropilene ad alta resistenza riuniti in legnoli (trefoli) e successivamente cordati. La loro struttura deve essere tale da consentire la deformabilità trasversale (per assumere la forma richiesta dalla fune) senza subire riduzioni rilevanti di volume (per garantire la stabilità dimensionale della fune). Durante la loro fabbricazione esse vengono impregnate con lo stesso tipo di lubrificante utilizzato per la fune cui sono destinate.
- ✓ Funi con anima metallica, le anime delle funi sono realizzate come funi indipendenti e, oltre alla funzione di supporto, contribuiscono alla capacità di carico della fune. La loro struttura ed il loro senso di avvolgimento, rispetto alla fune, sono in grado di determinare le caratteristiche della fune stessa (anima controversa per funi antigirevoli). In particolari tipi di fune (funi antigirevoli) il loro contributo alle caratteristiche della fune è determinante. L'avvolgimento può essere parallelo "Lang", questo si ottiene utilizzando il senso di avvolgimento dei fili nel trefolo identico al senso di avvolgimento dei trefoli nella fune. Quindi i fili risultano essere con il loro asse molto inclinato rispetto a quello della fune. L'avvolgimento parallelo migliora in modo molto marcato la resistenza della fune

all'usura ed all'abrasione laterale "crushing". Esistono anche le funi "antigirotto", queste introdotte perché la rotazione della fune attorno al proprio asse è un fenomeno da evitare in quanto altera profondamente i rapporti geometrici esistenti sbilanciando la ripartizione degli sforzi tra i fili e può provocare la rotazione del bozzello fino a fare attorcigliare tra loro le funi. Queste funi per far sì che non avvenga questo fenomeno, sono costituite da due o più strati di trefoli che vengono cordati in senso alternati. Tuttavia la risultante girevole delle funi non è mai nulla perché le sezioni contrastanti tra loro, anche se prossime, non sono mai perfettamente uguali.

- ✓ Funi con anima metallica plastificata, le anime delle funi sono realizzate come funi indipendenti e, oltre alla funzione di supporto, contribuiscono alla capacità di carico ed alla stabilità della fune. Durante la cordatura della fune, il loro rivestimento plastico viene riscaldato in modo da riempire completamente gli spazi disponibili tra trefoli ed anima. Tale riempimento rende solidale l'anima con i trefoli esterni prevenendo movimenti relativi indotti da situazioni impiantistiche non ottimali (rotazioni indotte da fleet angle).

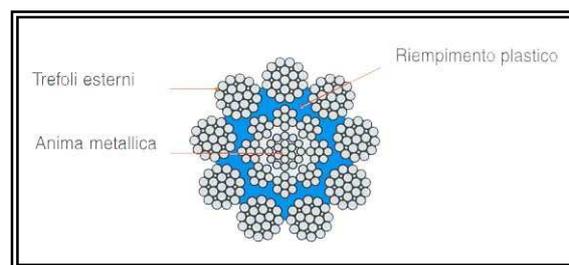


Figura 6: Schema di una fune con anima metallica plastificata.

Esso inoltre è in grado di :

- Favorire una migliore distribuzione delle pressioni di contatto con trefoli migliorando le prestazioni a fatica.

- Prevenire l'azione di dilavamento del lubrificante della fune, migliorandone la resistenza alla corrosione interna.
- Creare un giunto meccanico che fissa le posizioni reciproche dei componenti della fune consentendone però la necessaria libertà di movimento.
- Riempire lo spazio libero tra i trefoli esterni che previene la loro usura.

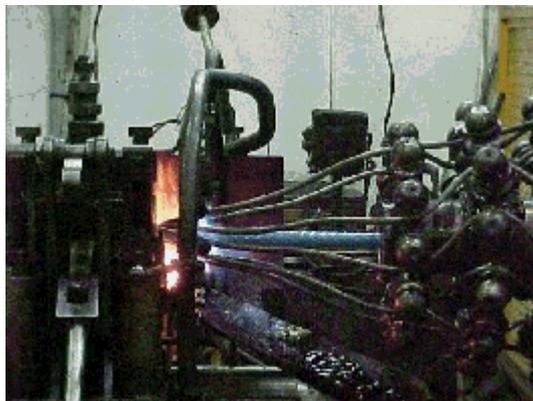


Figura 7: Operazione di cordatura per una fune con anima metallica plastificata.

La fase conclusiva, prima di rendere la fune pronta per l'uso è la prestiratura. Ogni fune, sottoposta ad uno sforzo di trazione, subisce due tipi di allungamento, l'allungamento dovuto all'elasticità dell'acciaio costituente i fili, ed uno dovuto all'assestamento di tutti gli elementi che compongono la fune (fili, trefoli, anima). Quest'ultimo assestamento è permanente e definitivo e si manifesta più o meno rapidamente in funzione dell'intensità del carico di lavoro, della composizione e formazione della fune, con una leggera diminuzione di diametro ed un allungamento del passo di cordatura, e quindi della fune, dell'ordine del  $0,2 \div 0,5$  %. Funi sottoposte a valori molto gravosi si possono allungare anche dello  $0,8$  % durante la loro vita. L'allungamento elastico dell'acciaio, per tassi di lavoro ammessi, è invece proporzionale al carico e si annulla quando il carico è tolto. Si possono dare solo valori indicativi del modulo elastico perché in pratica può risultare assai diverso secondo le modalità costruttive della fune.

La prestiratura è un processo idoneo a ridurre il "constructional stretch"



(allungamento anelastico) delle funi. Essa si realizza sottoponendo la fune a cicli di carico tali da assorbire le disuniformità di sollecitazione dei fili dovute al processo di produzione di trefoli e funi. Essa risulta particolarmente efficace nel caso di funi spirodali e chiuse.

Figura 8: Operazione di prestiratura.

Esistono due tipi di prestiratura:

- ✓ *La prestiratura Statica*, si realizza applicando alla fune una serie di cicli di carico con valori superiori alla tensione massima prevista in esercizio. Il carico viene applicato tra due punti di ancoraggio della fune per mezzo di sistemi di tensionamento oleodinamici controllati da un computer. Come conseguenza si ottiene la pressoché totale eliminazione dell'allungamento anelastico in tutto il campo di sollecitazioni previste per la fune.
- ✓ *La prestiratura Dinamica*, si realizza applicando alla fune una sollecitazione crescente combinata con sforzi di curvatura su una serie di puleggie seguita da una riduzione graduale della forza applicata. Il carico applicato deve avere un valore superiore alla tensione massima prevista in esercizio. Come conseguenza si ottiene una notevole riduzione dell'allungamento anelastico in tutto il campo di sollecitazioni previste per la fune.

Questo tipo di prestiratura è ottimale per le funi per impianti di trasporto persone ad anello chiuso in quanto previene la necessità di accorciamenti a breve termine.

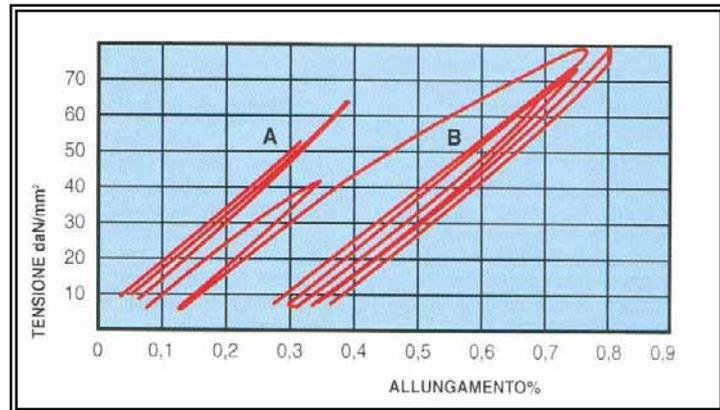


Figura 8: Comportamento di due funi simili, una prestirata A ed una no B.

Nella pagina seguente sono mostrate delle mappe delle proprietà delle funi, in modo tale da rendere più agevole e mirata la scelta di un tipo di fune da utilizzare a fronte delle necessità previste per la sua applicazione. In particolare consente di identificare funi alternative rispetto a quelle già installate dove queste non si dimostrassero completamente idonee.

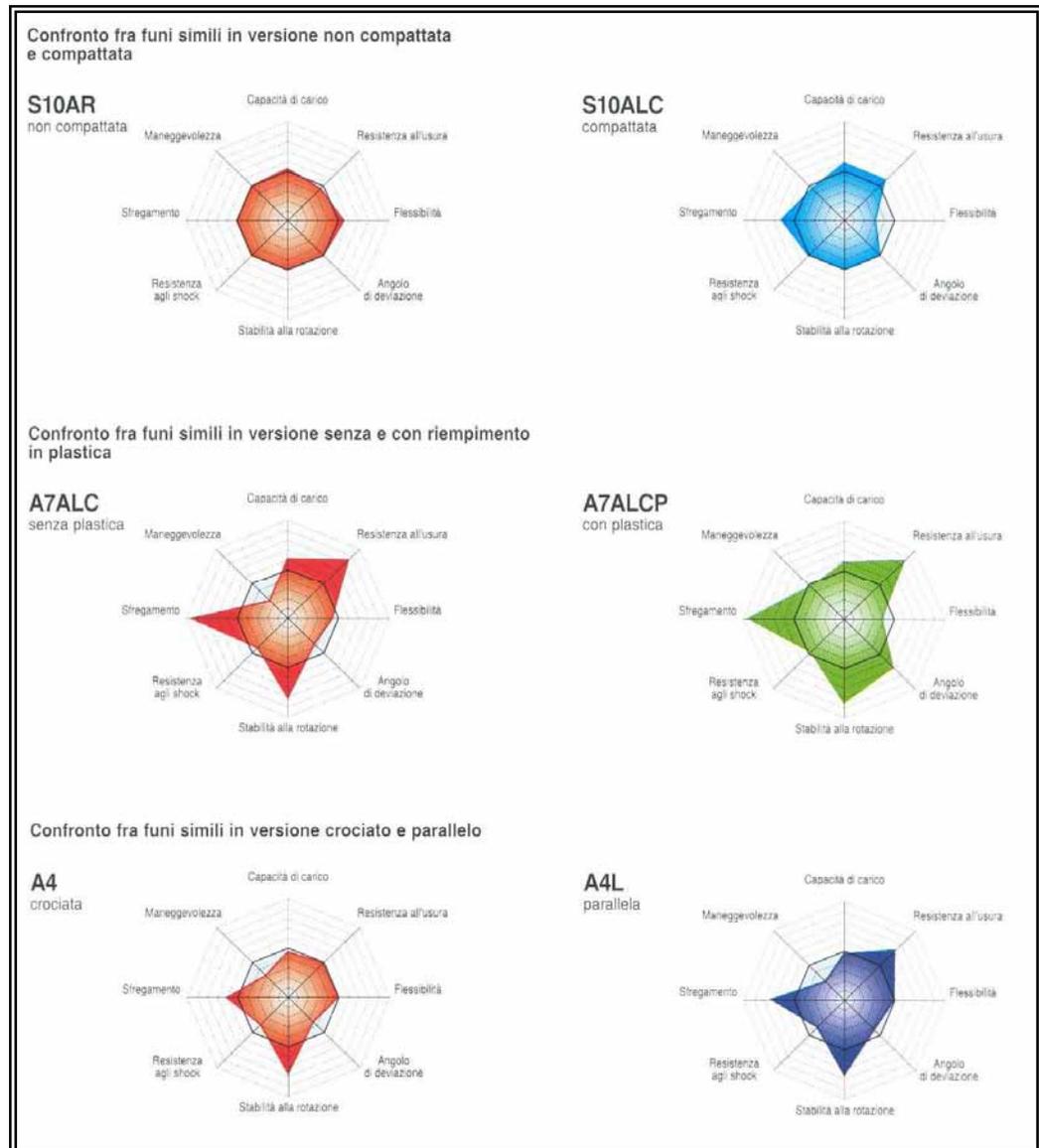


Figura 9: Confronto di mappature tra funi simili.

### 5.1.2 Scelta della fune e del dispositivo di ancoraggio.

La scelta della fune per i cavi di sospensione ricade su una fune spiroidale in acciaio zincato con anima metallica plastificata, composta da 169 fili (36+36+30+24+18+12+6+(6)+1), che ha le seguenti caratteristiche: diametro della fune  $\varnothing$  72 mm, diametro dei fili  $\varnothing$  5,54 mm, peso della fune per 100 metri 2570 Kg, sezione metallica 3060 mm<sup>2</sup>, valore indicativo del modulo di elasticità 16000 ÷ 16500 N/mm<sup>2</sup>, carico di rottura minimo 458710 Kgf. Da

rilevare l'aspetto fondamentale che ha dettato la scelta della fune, è quello riguardante la rigidità della stessa, infatti il compito più rilevante che deve sostenere è quello di contribuire con l'impalcato alla riduzione della freccia della travata. Ovviamente deve anche assorbire il carico assiale trasmesso dall'impalcato, ma che per una fune di tali dimensioni risulta essere di una entità non molto grande.

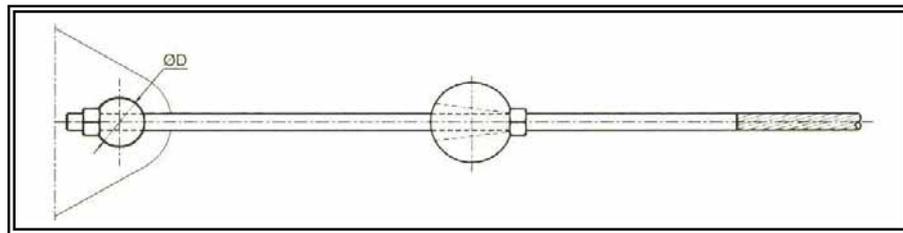


Figura 10: Profilo laterale dell'ancoraggio a ponti e perni.

Per l'ancoraggio del cavo stesso alla pila ed alla spalla è stato scelto sempre un prodotto distribuito dalla Tensoteci. Si tratta di un capicorda a ponte e perni, realizzato in acciaio speciale ad alta resistenza legato al NiCrMo, laminato o forgiato, bonificato, lavorato meccanicamente. La protezione superficiale è data da una zincatura a caldo con spessore minimo di 80  $\mu\text{m}$ . I capicorda zincati possono essere ulteriormente protetti con un rivestimento epossidico.

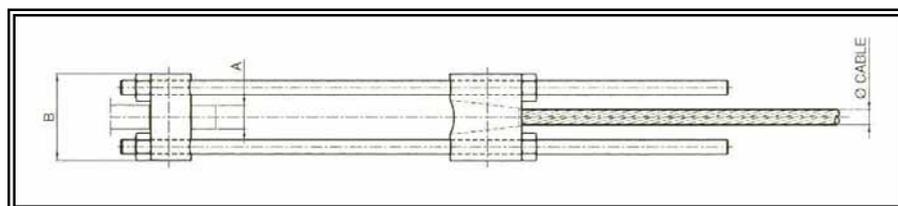


Figura 11: Vista dall'alto dell'ancoraggio a ponti e perni.

## 5.2 Il legno come materiale strutturale.

L'aspetto fondamentale per cui è necessario conoscere il legno come materiale, è perché così possiamo meglio capire tutti gli aspetti progettuali che ne derivano dalle proprie proprietà. Negli ultimi anni a seguito della rivalutazione di questo materiale sono stati sviluppati molti manuali con una descrizione molto dettagliata di tutte le proprietà (pregi e difetti). Di seguito sono riportati ed analizzati tutti gli aspetti fondamentali inerenti allo stesso materiale.

Il legno è un materiale solido, naturale, organico e cellulare. Si tratta di un composito costituito da un complesso chimico di cellulosa, emicellulose, lignina ed estrattivi. Il legno è altamente anisotropo a causa principalmente della forma allungata delle cellule legnose e della struttura orientata delle pareti cellulari. La struttura fine delle pareti cellulari, l'aggregazione di cellule a formare il tessuto legnoso "netto" e le anomalie del legname strutturale rappresentano tre livelli strutturali che hanno tutti una profonda influenza sulle proprietà del legno come materiale da costruzione. La microstruttura del legno "netto" fornisce la chiave per comprendere perché il legno è da 20 a 40 volte più rigido in direzione longitudinale che in direzione trasversale. La macrostruttura di nodi, l'angolo di deviazione della fibratura, ecc. forniscono la spiegazione del motivo per cui la resistenza a trazione lungo la fibratura può scendere da più di 100  $N/mm^2$  per il legno netto a meno di 10  $N/mm^2$  per il legname strutturale di scadente qualità. Il legname viene principalmente ricavato da due grandi famiglie di piante, le latifoglie e le conifere, che risultano essere le più utilizzate nelle strutture. Questi due legnami risultano avere cellule di tipo diverso, e per questo presentano caratteristiche fortemente diverse, per esempio alborno e durame, legno primaverile e tardivo, la distribuzione dei pori, e l'aspetto del legno di reazione. Tutti questi fenomeni sono il risultato dello sviluppo e della crescita del tessuto legnoso. Per quanto riguarda la *microstruttura*, il legno di *Conifere* mostra una struttura relativamente semplice, formata per il 90÷95% di tracheidi, cellule lunghe (da 2 a 5  $mm$ ) e sottili (da 10 a 50  $\mu m$ ) con estremità appiattite o rastremate e

chiuse. Queste cellule hanno un percorso formativo diversificato a seconda del periodo di crescita, risultano essere da piccolo lume a piccolo diametro al termine della stagione vegetativa, mentre all'inizio risultano essere di grande diametro e ampio lume cellulare. Il flusso della linfa da una cellula all'altra è facilitato da piccole aperture o nicchie nella parete cellulare note come punteggiature. Le punteggiature non solo permettono che l'acqua circoli liberamente ma agiscono anche da valvole per bloccare la diffusione di aria nelle cellule piene di linfa. Purtroppo, le punteggiature svolgono la stessa funzione durante l'essiccazione del legname. Si sviluppano forze capillari quando l'acqua fuoriesce dal lume cellulare attraverso le punteggiature, e le membrane di queste ultime si muovono efficientemente a chiudere i passaggi delle punteggiature. Questo crea un impedimento all'essiccazione del legno, e può anche ostacolare la propensione al successivo trattamento di impregnazione. Tale aspirazione delle punteggiature è la ragione principale per cui l'*Abete rosso*, per esempio, è di solito molto difficile da impregnare.

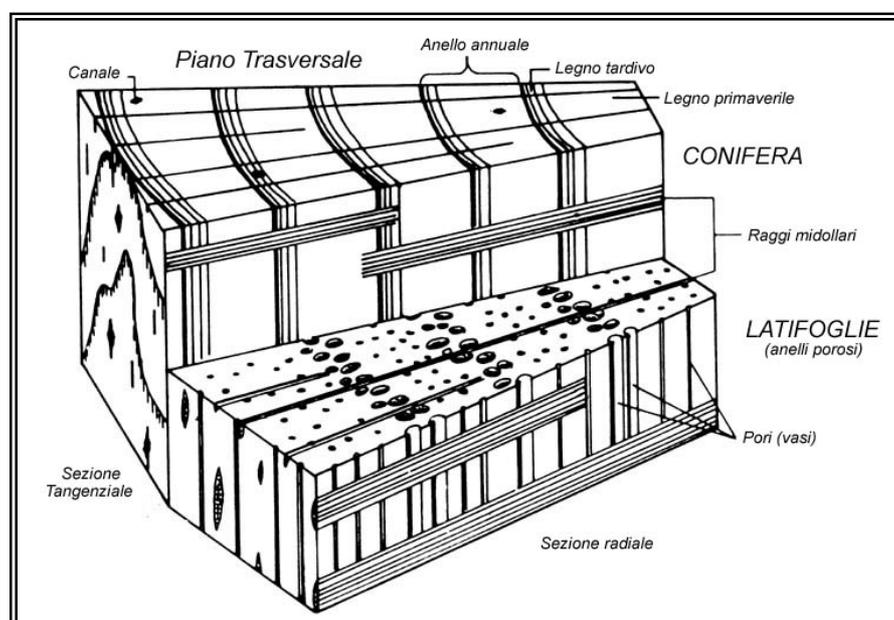


Figura 12: Modelli di legno di conifera e di latifoglie, che mostrano i piani principali di anisotropia.

L'anatomia delle *Latifoglie* è più diversificata e complicata di quella delle *Conifere*, ma i concetti strutturali sono per la maggior parte analoghi. Le

Latifoglie hanno un tessuto indispensabile per la resistenza contenente fibre libriformi e fibrotracheidi. Le fibre delle latifoglie hanno pareti cellulari più spesse e lumi più piccoli rispetto alle tracheidi delle conifere.

*Anelli di accrescimento.*

Per la maggior parte delle conifere e delle latifoglie ad anello poroso esiste una correlazione fra l'ampiezza degli anelli e la massa volumica. Le conifere tendono a produrre zone di legno tardivo ad alta densità aventi uno spessore relativamente costante. Mentre gran parte della variazione nell'ampiezza dell'anello di accrescimento è data da una variazione dello spessore delle zone di legno primaverile a bassa densità. Per quasi tutte le conifere, pertanto, la massa volumica decresce al crescere dell'ampiezza dell'anello di accrescimento. Il valore di densità per una data ampiezza dell'anello è funzione del tipo di suolo, delle condizioni climatiche, dalle pratiche selvicolturali, ecc. Perciò per legname di conifere di origine varia, l'ampiezza dell'anello non è in grado di dare indicazioni attendibili riguardo la densità. Per le latifoglie ad anello poroso quali Quercia e Frassino, sono caratterizzate da un'alta concentrazione di vasi di grande diametro prodotti durante la primavera. L'ampiezza di questi anelli è relativamente costante e la variazione della larghezza totale dell'anello è causata da una variazione nello spessore delle zone di fibrotracheidi del legno tardivo ad alta densità (opposto di quello che avviene nelle conifere). Questo è il motivo per cui la massa volumica aumenta all'aumentare dell'ampiezza dell'anello per la maggior parte delle latifoglie ad anello poroso.

*Alburno e durame.*

L'alburno è definita come la parte giovane esterna di un fusto d'albero che conduce la linfa facendola salire dalle radici alla chioma. Con l'invecchiare delle cellule, cessa il loro funzionamento fisiologico; questa parte interna del tronco è definita durame. Solitamente sono ben individuabili l'alburno e il durame, in quanto si distinguono nettamente per il colore. Di norma la formazione del durame comporta una significativa riduzione dell'umidità che

provoca l'aspirazione delle punteggiature. In molte latifoglie i vasi si intasano, con conseguente marcata riduzione della permeabilità. Per la buona riuscita dei trattamenti preservanti del legno è preferibile l'alburno, dato che il durame di una specie quale ad esempio il pino silvestre (*Pinus sylvestris*) è praticamente impermeabile.

*Il legno giovanile e di reazione.*

Il legno giovanile può essere considerato quello dei primi 5 – 20 anelli di accrescimento di qualsiasi sezione trasversale, e mostra proprietà diverse da quelle della parte più superficiale del fusto (legno maturo). Ciò vale in modo particolare per le conifere. Pertanto il legno giovanile mostra tipicamente resistenza e rigidità minori e ritiro assiale molto maggiore rispetto al normale legno maturo. Spesso il durame contiene tutto il legno giovanile, che è caratterizzato da qualità meccanica inferiore, anche se non è considerato un problema nell'ambito della progettazione strutturale. Il legno di reazione nasce quando un albero reagisce alle forze esterne agenti sul fusto. Le conifere sviluppano legno di compressione nelle zone sottoposte a forte compressione, mentre le latifoglie formano legno di tensione nelle zone sottoposte a forte trazione. Mentre la presenza di legno di tensione è di secondaria importanza ai fini tecnici, il legno di compressione spesso crea problemi ed uno dei quali sono le deformazioni eccessive durante l'essiccazione. Il legno di compressione è di norma più denso, cosicché non si hanno riduzioni delle caratteristiche meccaniche, tuttavia allo stato secco esso tende a rompersi in modo fragile.

*Inclinazione delle fibre.*

Alcuni alberi crescono con un orientamento delle cellule tale da far decorrere queste ultime a spirale lungo il fusto. Questa fibratura elicoidale è comune per certe specie legnose e rara per altre, ed è particolarmente pronunciata negli alberi giovani. Il legname segato da questi alberi mostra spesso una deviazione della fibratura che pregiudica gravemente il suo impiego.

*I nodi.*

I nodi sono parti di ramo incluse nel fusto principale dell'albero, come una sorta di cono di legno di ramo (nodi sani o concresciuti), che si sviluppa all'interno del tronco. Questi nodi sono denominati nodi aderenti perché sono concresciuti al legno circostante. In certi punti il ramo può morire o spezzarsi, allora i successivi anelli di accrescimento ricopriranno il fusto semplicemente inglobano il mozzicone di ramo e la parte morta di quest'ultimo diventa un nodo morto. Le tavole di conifere mostrano gruppi di nodi separati dal legno (spesso netto) degli internodi. I nodi costituiscono il tipo di difetto di gran lunga più importante nell'influenzare le proprietà meccaniche.

*La massa volumica.*

La massa volumica (densità) è la più importante caratteristica fisica del legno e quasi sempre le proprietà meccaniche del legno sono correlate, così come anche la capacità portante delle unioni. Proprio per queste limitazioni per la massa volumica sono pertanto direttamente incorporati nei requisiti per le classi di resistenza contenuti nella EN 338.

La massa volumica è definita come:

$$\rho = m/V$$

dove  $m$  è la massa (kg) di legno e  $V$  è il suo volume ( $m^3$ ). La massa volumica è funzione dell'umidità, poiché l'umidità si aggiunge alla massa e può causare il rigonfiamento volumetrico.

La massa volumica  $\rho_\omega$  a una data umidità,  $\omega$  (%), si esprime come segue:

$$\rho_\omega = \frac{m_\omega}{V_\omega} = \frac{m_0 \cdot (1 + 0.01 \cdot \omega)}{V_0 \cdot (1 + 0.01 \cdot \beta_v \cdot \omega)}$$

dove  $m_0$ ,  $V_0$  e  $\rho_0$  sono rispettivamente la massa, il volume e la massa volumica a umidità zero.  $\rho_0$  è denominata massa volumica allo stato anidro o semplicemente densità anidra.  $\beta_v$  è il coefficiente di rigonfiamento volumetrico ed esprime le unità percentuali di rigonfiamento per ciascun percento di

aumento di umidità. Un ulteriore termine correlato alla massa volumica del legno è la “densità relativa”. La densità basale relativa è definita come segue:

$$G_{0,g} = \frac{\rho_{0,g}}{\rho_w} = \frac{m_0}{\rho_w \cdot V_g}$$

dove  $\rho_w$  è la densità dell’acqua.

I termini densità basale e densità basale relativa contengono la medesima informazione e differiscono concettualmente per il fatto che la seconda è un numero puro ( $0 < G < 1,5$ ) mentre la densità basale si esprime in  $kg/m^3$ .

La massa volumica del legno dipende pertanto dalla sua porosità, definita come la frazione di volume occupata dai lumi cellulari. Il legname strutturale mostra tipicamente valori di densità anidra compresi nell’intervallo fra 300 e 550  $kg/m^3$ , il che comporta frazioni di volume vuoto, in condizione anidra, che vanno da 0,80 a 0,63.

#### *Umidità e legno.*

L’umidità è definita come il rapporto fra la massa di acqua disponibile ( $m_w$ ) e la massa anidra ( $m_0$ ) del legno. La massa anidra si ottiene mediante essiccazione in stufa a  $103 \pm 2$  °C. L’umidità può essere espressa come frazione oppure in percentuale. In questo capitolo, l’umidità è espressa in percentuale:

$$\omega = \frac{m_w}{m_0} \times 100$$

Quando il legno è essiccato a partire dallo stato fresco, l’acqua viene dapprima perduta dai lumi cellulari. Quest’acqua non è associata a livello molecolare con il legno ed è denominata acqua libera. L’acqua trattenuta all’interno della parete cellulare è definita acqua legata dato che è legata mediante legami a ponte di idrogeno e forze di Van der Waals alle molecole della parete cellulare. La rimozione dell’acqua dalla parete cellulare richiede così maggiore energia rispetto alla rimozione dell’acqua libera. L’umidità,  $\omega_f$ , quando la parete cellulare è satura di umidità, ma non è presente acqua libera nel lume cellulare, è definita punto di saturazione (FSP). Per la maggior parte delle specie l’FSP si

trova fra il 25% e il 35%; per la maggior parte degli scopi pratici un valore medio ragionevole è il 28%. Il punto di saturazione è di notevole significato tecnico dato che al di sotto di questo punto si avranno improvvise variazioni nella maggior parte delle proprietà fisiche e meccaniche. Al di sopra del punto di saturazione la maggior parte delle proprietà è all'incirca costante. Il legno è igroscopico e dunque scambia continuamente umidità con l'ambiente che lo circonda. Per ciascuna combinazione di temperatura e umidità dell'ambiente esisterà una corrispondente umidità del legno per cui la diffusione di umidità verso l'interno del materiale sarà uguale al movimento di quest'ultima verso l'esterno. Questa umidità è definita umidità di equilibrio  $\omega_{\psi}$ . Il legno, comunque, si trova raramente in uno stato di equilibrio igrometrico dato che le condizioni climatiche ambientali sono in continuo cambiamento. Il valore dell'umidità nonché l'ampiezza e la velocità delle fluttuazioni di umidità hanno una profonda influenza su praticamente tutte le proprietà tecniche del legno. Un'isoterma di adsorbimento/desorbimento rappresenta la correlazione fra umidità  $\omega_{\psi}$  e umidità relativa  $\psi$  a temperatura costante  $T$ . Per una specifica umidità relativa  $\psi$  l'umidità di equilibrio  $\omega_{\psi}$  dipende dal fatto che l'equilibrio sia stato raggiunto in seguito a un desorbimento oppure a un adsorbimento. Nel grafico (figura 14) sono mostrate le isoterme di adsorbimento/desorbimento per l'Abete rosso; queste curve possono essere estese per applicazioni pratiche anche ai Pini e agli altri Abeti.

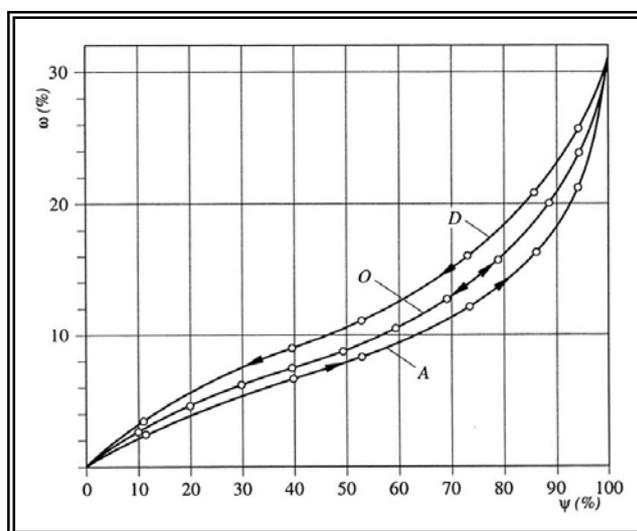


Figura 13: Isoterme di adsorbimento/desorbimento per Abete rosso a 20 °C. Umidità del legno ( $\omega$ ) in funzione dell'umidità relativa dell'aria ( $\psi$ ). A "adsorbimento", B "desorbimento", O "adsorbimento/desorbimento".

*Ritiro e rigonfiamento.*

L'umidità ha una tale affinità con la sostanza che forma la parete cellulare da riuscire a penetrare all'interno di questo materiale virtualmente non poroso. Il rigonfiamento risultante della parete cellulare può essere assunto, ai fini pratici, come equivalente al volume dell'acqua adsorbita. Durante il rigonfiamento il volume del lume cellulare rimane costante. Ciò implica che il rigonfiamento volumetrico del legno è pari al volume dell'acqua adsorbita. Quando l'umidità è rimossa dalla parete cellulare, il legno si ritira. Il ritiro e il rigonfiamento entro il normale intervallo di umidità delle strutture lignee prendono il nome di "movimenti del legno". I movimenti nelle diverse direzioni sono in primo luogo dipendenti dall'orientamento microfibrillare, ed essendo di norma poco inclinate rispetto alla direzione assiale, quasi tutti i movimenti avvengono nelle direzioni trasversali, (figura 15). L'anisotropia fra i movimenti trasversali e longitudinali è dell'ordine di 20:1. I movimenti tangenziali possono essere considerati ai fini pratici pari al doppio dei movimenti radiali. Pertanto, sebbene l'angolo microfibrillare sia di grande importanza, è evidente che anche altri fattori hanno una sua influenza.

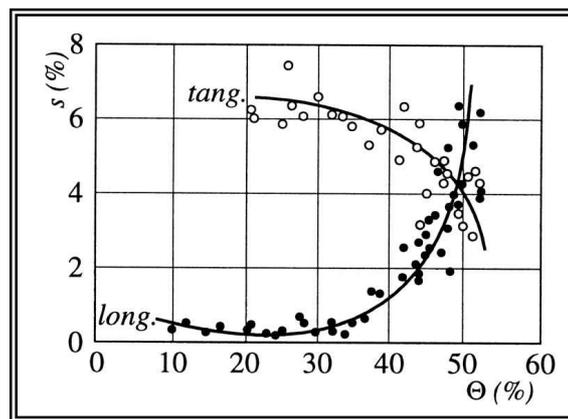


Figura 14: Ritiro (%) longitudinale e tangenziale dallo stato fresco allo stato anidro, in funzione dell'angolo microfibrillare medio ( $\theta$ ). *Pinus jeffreyi*.

Quando al legno si impedisce la dilatazione (ad es. nei giunti imbullonati), l'adsorbimento di umidità

induce tensioni interne. A causa della natura plastica/viscoelastica del legno, tali tensioni potranno in certi casi rilassarsi dando luogo a deformazioni irreversibili. Quando il legno ritorna all'umidità di partenza, le dimensioni si sono ridotte e il giunto imbullonato può allentarsi e perdere parte della sua capacità. È pertanto importante, nella progettazione tecnica, assicurare

l'accessibilità a tali particolari costruttivi che potrebbero necessitare di un periodico serraggio. Al fine di minimizzare i problemi legati ai movimenti dimensionali il legno dovrebbe essere preferibilmente impiegato a umidità corrispondenti all'umidità relativa dell'ambiente in cui si trova. All'interno degli edifici, il legno a umidità maggiori del 20-22% dovrebbero essere usati solo eccezionalmente, limitandosi ai casi in cui l'essiccazione rapida e adeguata della struttura possa essere ottenuta senza rischi di alterazione biologica o deformazioni permanenti eccessive dovute al *creep* meccanico-sorbitivo. Nel caso di elementi strutturali lignei di grandi dimensioni, non è sempre possibile trascurare i movimenti in direzione assiale. Se ad esempio l'umidità della parte superiore e inferiore di una trave di legno lamellare incollato varia, si possono avere significativi movimenti in direzione verticale.

#### *Deformazioni.*

L'anisotropia dei ritiri radiale e tangenziale può far sì che le sezioni trasversali si deformino durante l'essiccazione. Il fatto che il ritiro tangenziale sia circa il doppio di quello radiale spiega la tendenza degli anelli di accrescimento a distendersi. Le tensioni interne sviluppate dal ritiro anisotropo possono liberarsi in primo luogo mediante formazione di fessurazioni radiali. La tendenza a fessurarsi è tanto più pronunciata quanto più grande è la sezione trasversale e quanto più rapida l'essiccazione. La presenza di legno di compressione, di legno giovanile o anche di nodi in una parte soltanto della sezione trasversale può dar luogo a deformazioni longitudinali note come arcuatura, falciatura e svergolamento. Lo svergolamento può derivare anche dalla segazione di legname proveniente da un albero avente fibratura elicoidale. L'imbarcamento è il risultato dei movimenti di diversa entità nelle direzioni radiale e tangenziale, (figura 16). Le regole nazionali di classificazione secondo la resistenza spesso assegnano limiti massimi all'entità della deformazione, (tabella 1). Tali limitazioni non riflettono tanto l'esistenza di una stretta correlazione fra deformazione e resistenza quanto definiscono limiti oltre i quali la movimentazione e la messa in opera di componenti strutturali di legno diventa inaccettabilmente complicato.

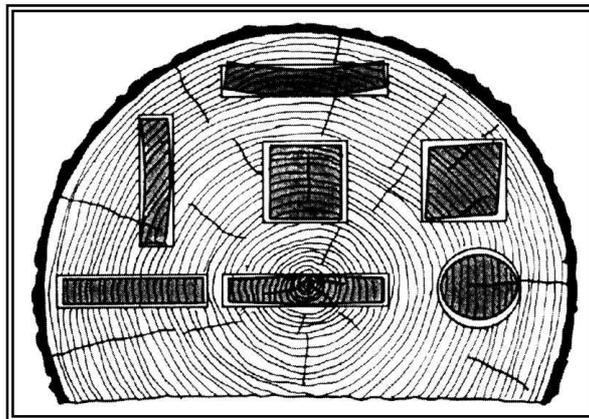


Figura 15: Deformazioni in seguito ad essiccazione di varie sezioni trasversali, tagliate in diverse posizioni del tronco.

Tabella 1: Deformazione massima (mm in 2 m di lunghezza) in conformità a Uni En 518 e Uni En 519.

Tipo di deformazione	Categoria corrispondente alla classe di resistenza	
	C18 e classi più basse	Classi più alte
Arcuatura	20	10
Falcatura	12	8
Svergolamento	2 mm / 25 mm di larghezza	1 mm / 25 mm di larghezza
Imbarcamento	nessuna limitazione	

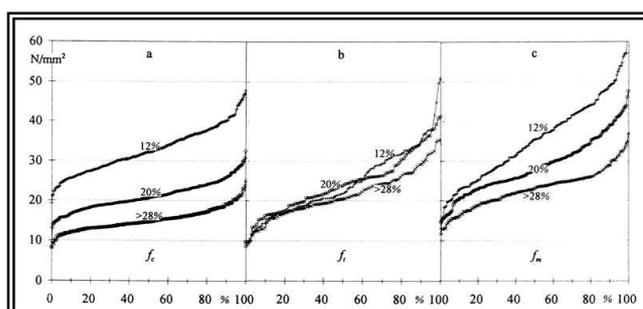
*Correlazione tra proprietà meccaniche e umidità.*

Le proprietà meccaniche del legno sono influenzate dall'umidità. Un aumento di umidità del legno corrisponde a valori di resistenza e di modulo di elasticità più bassi. Questo effetto è in parte spiegato dal rigonfiamento della parete cellulare, in seguito al quale risulta disponibile una minore quantità di materia che compone la parete per unità di superficie. Realmente l'aspetto fondamentale è che l'acqua, quando penetra nella parete cellulare, indebolisce i ponti di idrogeno responsabili di tenere appressata la parete cellulare. Le variazioni di umidità al di sopra del punto di saturazione non hanno alcun effetto sulle proprietà meccaniche, dato che tali variazioni dipendono dall'acqua libera presente nei lumi. L'effetto della variazione di umidità è diverso per le diverse proprietà meccaniche, a seconda dell'influenza dei legami a idrogeno. Nella tabella N°2 è possibile vedere i valori riguardanti l'effetto dell'umidità sulle proprietà meccaniche del legno netto.

Proprietà	Variazione(%)
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	5
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	5
Resistenza a flessione	4
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	2.5
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	2
Resistenza a taglio parallelo alla fibratura	3
Resistenza a flessione dinamica	0.5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura	1.5

Tabella 2: Variazione indicativa (%) delle proprietà del legno netto per ciascun punto percentuale di variazione dell'umidità. I valori di base delle proprietà sono riferiti all'umidità del 12%.

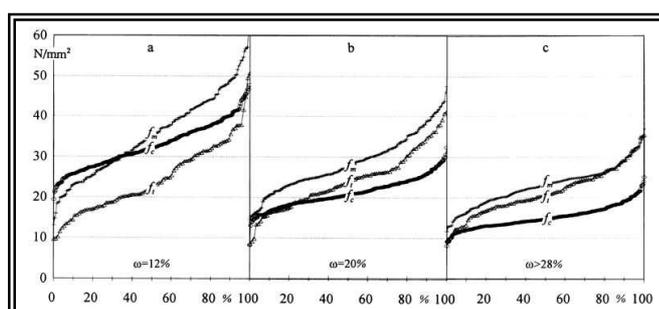
Ai fini pratici si può assumere una correlazione lineare fra umidità e proprietà meccaniche nell'intervallo  $8\% < \omega < 20\%$ , anche se si può osservare che l'influenza dell'umidità sulla resistenza a compressione è indipendente dalla qualità del legname, mentre la resistenza a trazione, sembra influenzata in modo molto modesto dall'umidità. La resistenza a flessione rappresenta una combinazione del comportamento a compressione e a trazione, ed è influenzata solo molto modestamente dall'umidità. La resistenza a flessione è di solito più elevata sia della resistenza a compressione sia di quella a trazione, la qual cosa è in parte spiegata statisticamente dal fatto che la prova di flessione sottopone



solo una zona ristretta di ciascun singolo provino a tensioni elevate, (figure 17-18).

Figura 16: Resistenza (N/mm<sup>2</sup>) in funzione del percentile, per campioni selezionati di Abete rosso (Picea abies) sottoposti a a): compressione, b): trazione e c): flessione ai valori di umidità del 12%, 20% e >28%.

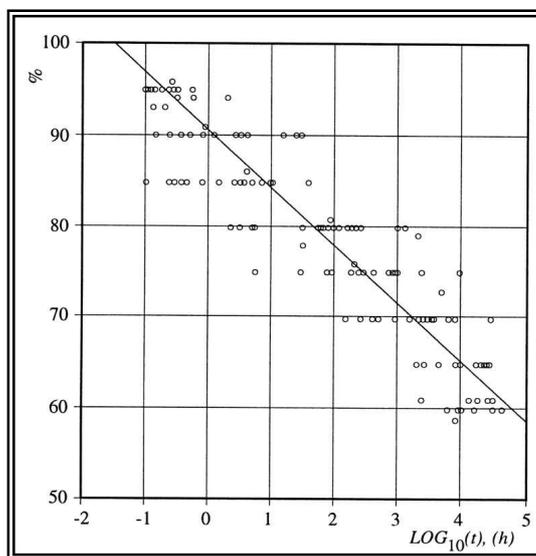
Figura 17: Resistenza (N/mm<sup>2</sup>) in funzione del percentile (%). I risultati mostrati sopra sono stati organizzati in modo da illustrare le correlazioni fra resistenza



compressione, a trazione e flessione alle stesse umidità.

*Durata del carico.*

Il legname è soggetto a una perdita significativa di resistenza nel tempo. I valori di resistenza che devono essere utilizzati nella progettazione di elementi lignei per carichi permanenti di lungo periodo sono pari a soltanto il 60% circa dei valori di resistenza trovati in una prova di laboratorio di breve durata. Questo valore è stato ricavato da studi condotti dal Forest Products Laboratory di Madison, Wisconsin (Wood 1947, 1951). La correlazione, detta “curva di Madison”, è illustrata di seguito, ed è un grafico del tasso di sollecitazione in

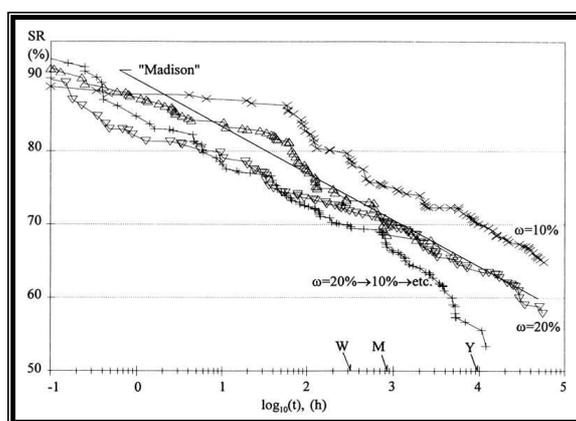


funzione del logaritmo del tempo di rottura, dove il tasso di sollecitazione (SR) è il rapporto fra il carico effettivo di lunga durata e il carico di rottura stimato di breve durata.

Figura 18: Tasso di sollecitazione (%) in funzione del logaritmo del tempo di rottura (ore) per provini piccoli e netti sottoposti a flessione (Wood 1951).

La curva di Madison è stata considerata valida non solo per la flessione, ma per tutte le proprietà meccaniche, categorie e specie legnose. L'estensione dei risultati ottenuti su provini piccoli e netti anche al legname strutturale appare poco lecita dal momento che i meccanismi di rottura sono piuttosto diversi se si tiene conto per esempio dei nodi, della fibratura inclinata o delle fessurazioni. Da esperimenti eseguiti in Canada nel '70, si mostra come il coefficiente di correzione del carico è molto meno severo per il legname strutturale rispetto al legno netto (Madsen and Barrett, 1976). Le scoperte suggerirono anche una dipendenza dell'effetto di durata del carico dalla qualità del legname, analogamente a quanto già trovato per l'umidità. Successivamente sono state effettuate tantissime prove sia in Nord America che in Europa dimostrando come ad eccezione dei primi risultati Canadesi, non

è stato dimostrato che il coefficiente di correzione per la durata del carico debba essere significativamente minore per il legname strutturale rispetto al legno netto. L'umidità ha un'influenza marcata sul comportamento sotto carichi di lunga durata. Per un determinato tasso di sollecitazione, le travi più umide cedono prima di quelle meno umide. Le variazioni di umidità notoriamente aumentano significativamente il cedimento viscoso (*creep*) del legno. Questo effetto si definisce meccano-sorbitivo poiché si evidenzia solo in caso di contemporanea presenza di tensioni meccaniche e cicli di adsorbimento/desorbimento. Il legname trattato in superficie o gli elementi di legno lamellare incollato di grande volume sono soggetti a variazioni di



umidità relativamente meno marcate del legname non trattato o di piccolo volume, suggerendo quindi un coefficiente di correzione per la durata del carico più basso.

Figura 19: Tasso di sollecitazione (%) in funzione del logaritmo del tempo di rottura (ore) per travi 50 x 100 mm di Abete rosso (*Picea abies*) sollecitate a flessione  $\dot{\epsilon} = 10\%$ ,  $\dot{\epsilon} = 20\%$  e a cicli di  $\dot{\epsilon}$  compresi fra 10% e 20%. +: umidità oscillante; ∴ 20% umidità; x = 10% umidità. Y = un anno. M = un mese. W = una settimana (tratto da Hoffmeyer, 1990).

**N.B:** L'aspetto dell'umidità e della durata di carico devono essere considerati anche nella progettazione, questo per il legno viene fatto seguendo le indicazioni dell'EC5 e quindi assegnando alle strutture lignee una determinata classe di servizio, e una classe di durata del carico. EC5 definisce poi i coefficienti di correzione,  $K_{mod}$  per ciascuna combinazione fra queste due classi.

### 5.2.1 Resistenza al fuoco.

Per poter meglio analizzare il problema, bisogna fare una distinzione in due distinte fasi in un incendio, la fase di sviluppo e la fase completamente

sviluppata. La prestazione dei materiali deve essere quindi classificata rispetto a entrambe le condizioni. La fase di sviluppo include un certo numero di fenomeni distinti, la combustibilità del materiale, la sua infiammabilità, la velocità di propagazione superficiale della fiamma e l'intensità di rilascio del calore. La fase completamente sviluppata rappresenta le condizioni successive alla fiammata iniziale ("flash over"), quando tutti i materiali combustibili sono coinvolti nell'incendio. Le proprietà fondamentali sono la capacità di continuare a sostenere il carico e di confinare il fuoco nella zona di origine senza lasciar sfuggire fiamme o gas roventi e senza condurre eccessivamente il calore fino alla faccia non esposta, cosa che può portare alla trasmissione indiretta del fuoco alle aree adiacenti. La capacità di resistere al fuoco completamente sviluppato è universalmente nota come resistenza al fuoco, ma in termini generali ciò può essere riferito soltanto a un elemento della costruzione piuttosto che a un materiale. La prestazione di un elemento si può cercare di modificarla, ma la natura rimane combustibile e solo usando rivestimenti o impregnazione con sali igniritardanti, può rendere il legno, o i prodotti da esso derivati, in parte incombustibile, richiedendo livelli più alti di energia per farlo bruciare. Il legno ed anche i materiali derivanti non si incendiano facilmente, avendo bisogno di una temperatura al di sopra di 300 °C per un tempo non breve. Pertanto si tende a usare come riferimento sulla base del quale giudicare gli altri materiali, dato che il legno non è considerato

rappresentare un rischio inaccettabile di innesco della fiamma nella maggior parte degli ambienti. I valori reali sono correlati alla massa volumica, la specie, l'umidità e il coefficiente forma/sezione. Il legno, essendo combustibile, propaga la fiamma lungo la sua superficie mediante un fenomeno rappresentabile come una serie di accensioni successive in punti adiacenti. Dato che il legno non si accende facilmente, la velocità di propagazione della fiamma lungo la sua superficie è ragionevolmente bassa per un materiale combustibile. Quasi tutti i Paesi permettono l'uso di legno non trattato per applicazioni a basso rischio. Quando il legno o i materiali a base di legno sono esposti a un fuoco completamente sviluppato, essi esibiscono molte caratteristiche desiderabili. Sebbene le superfici esposte si accendano quando il

flusso di calore diventa sufficientemente grande e brucino inizialmente con discreto vigore, presto si viene a formare uno strato isolante di carbone. Dato che il legno è un cattivo conduttore di calore, si verifica una trasmissione piccolissima di calore nel materiale residuo non ancora bruciato. Ciò porta numerosi vantaggi. Nel caso del legno massiccio la sezione interna rimane fredda fino a una breve distanza al di sotto della zona che sta bruciando. Questa particolare condizione fa sì che non si alterino le proprietà fisiche, prestazioni meccaniche, non ci siano dannose dilatazioni termiche e che quindi la riduzione della capacità portante è dovuta solo ad una riduzione trasversale della sezione. Il legno perderà la sua capacità portante solo se si ridurrà la sezione trasversale residua/non danneggiata fino alle dimensioni per cui la tensione dovuta al carico applicato supera la resistenza del legno. I materiali a base di legno non si fessureranno né ritireranno in modo da formare discontinuità fino a che il legno sarà così sottile da rischiare la combustione passante e l'aumento di temperatura supererà il criterio quando la zona sottile investita dal calore raggiungerà la faccia esterna e subito dopo si verificherà la combustione passante.

*Fattori che influenzano la combustione del legno.*

Il tipo, la superficie, la forma e le dimensioni della sezione trasversale del legno e dei materiali a base di legno hanno grande influenza sul loro comportamento al fuoco. La combustibilità dipende dal rapporto superficie/volume, maggiore è questo e tanto più facilmente avviene l'accensione e più velocemente si propaga la fiamma. Altro aspetto negativo è la presenza di molti spigoli e di superfici ruvide, come del resto le fessure e i cretti, che tutti aumentano gli effetti del fuoco. Pertanto la velocità di carbonizzazione del legno lamellare incollato, che è in gran parte esente da fessure e cretti, è minore di quella del legno massiccio. Il tempo impiegato dal legno per accendersi e per propagare la combustione dipende ovviamente anche dalla massa volumica (allo stato anidro). Pertanto, diversi tipi di legno si comportano diversamente sotto l'influenza del fuoco. La correlazione fra massa volumica e accensione è simile: quanto maggiore è la massa volumica e

tanto più tempo impiegherà il legno ad accendersi, (figura 21). L'umidità del legno è un altro importante fattore che influenza il comportamento del legno esposto al fuoco. Nelle strutture di legno l'umidità ha valori nella maggior parte compresi fra l'8% e il 15%. Ciò significa che per ogni tonnellata di legno da 80 a 150 kg di acqua devono evaporare prima che il legno bruci.

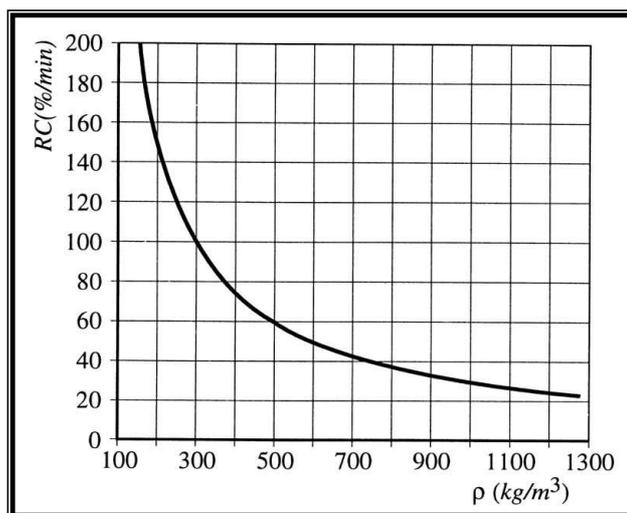


Figura 20: Correlazione fra massa volumica  $\rho$  e velocità di combustione RC (Kollmann e Coté, 1968).

*Processi che si instaurano mediante la combustione del legno.*

Quando il legno e i materiali a base di legno bruciano, inizia una decomposizione chimica con la conseguente formazione di carbone e gas combustibili. L'accensione spontanea di una sottile striscia di legno può avvenire entro un intervallo di temperature compreso fra 340 e 430 °C. Ma l'accensione è possibile anche a temperatura molto più bassa (ad es. 150 °C) se il pezzo di legno è stato sottoposto al calore per lungo tempo. Temperature sotto i 100 °C ma molto superiori alla temperatura ambiente riscaldano il legno e lo essicano. La temperatura non aumenta fino a quando tutta l'acqua è evaporata. Di seguito possiamo vedere la temperatura al di sotto dello strato pirolitico, quando il legno è riscaldato secondo la curva Iso temperatura-tempo, in funzione del tempo. Lo strato pirolitico è la zona fra il legno carbonizzato e il legno intatto, dove il materiale è stato modificato chimicamente da fuoco ma non si è ancora completamente decomposto. La decomposizione avviene nello strato pirolitico che ha uno spessore di circa 5 mm. A temperatura maggiori di

500 °C la produzione di gas si riduce molto, mentre aumenta la produzione di carbone. Ciò spiega l'apparenza del legno dopo una esposizione al fuoco. La conducibilità termica del carbone è pari soltanto a un sesto di quella del puro legno massiccio. Lo strato di carbone pertanto agisce come un isolante e la decomposizione delle zone interne più profonde della sezione trasversale residua è così fortemente ritardata. A causa di questo effetto e della bassa conducibilità del calore del legno, la temperatura al centro della sezione trasversale è molto inferiore rispetto a quella superficiale. Proprio per questo motivo la resistenza al fuoco del legno è molto maggiore di quanto in genere si supponga.

*Velocità di carbonizzazione.*

Dopo lo studio di molte prove effettuate, si può vedere che esiste un rapporto lineare tra la profondità di carbonizzazione e il tempo. Si può pertanto assumere una velocità costante di carbonizzazione per il calcolo della resistenza al fuoco di una sezione. Possono esistere due modi per il progetto del legno al fuoco, considerando la sezione residua sempre con spigoli vivi “semplificato”, o considerando che la sezione avrà gli spigoli smussati “più rigoroso”. Nella pagina seguente possiamo vedere le velocità di carbonizzazione raccomandate nei due casi sopra citati. Per altre masse volumiche e spessori del legno e dei pannelli a base di legno la velocità di carbonizzazione dovrebbe essere calcolata come:

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_{0,45,20} \cdot K_\rho \cdot K_t$$

dove:

$$K_\rho = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} \quad \text{e} \quad K_t = \min \left\{ \sqrt{\frac{20}{t_p}}; 1,0 \right\}$$

Per strati multipli strettamente impacchettati la velocità di carbonizzazione può essere calcolata sulla base dello spessore totale.

Materiale		$\beta_0$ in mm/min
Legno massiccio di conifera con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$ e min $a \geq 35 \text{ mm}$	0.8
Legno lamellare incollato di conifera con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0.7
Pannelli di legno con	$\rho_k \geq 450 \text{ Kg/m}^3$ e $t_p = 20 \text{ mm}$	0.9
Legno massiccio di latifoglia con	$\rho_k \geq 450 \text{ Kg/m}^3$	0.5
Legno lamellare incollato di latifoglia con	$\rho_k \geq 450 \text{ Kg/m}^3$	0.5
Quercia		0.5
Legno massiccio di latifoglia con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0.7
Legno lamellare incollato di latifoglia con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0.7
Compensato con	$\rho_k \geq 450 \text{ Kg/m}^3$ e $t_p = 20 \text{ mm}$	1
Pannelli a base di legno con	$\rho_k \geq 450 \text{ Kg/m}^3$ e $t_p = 20 \text{ mm}$	0.9

Tabella 3: Velocità di carbonizzazione di progetto  $\beta_0$ .  $t_p$ : spessore del legno e dei pannelli a base di legno,  $a$ :larghezza/altezza della sezione trasversale.

Materiale		$\beta_0$ in mm/min
Legno massiccio di conifera con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0.67
Legno lamellare incollato di conifera con	$\rho_k \geq 290 \text{ Kg/m}^3$	0.64
Legno massiccio di latifoglia con	$\rho_k \geq 350 \text{ Kg/m}^3$	0.54
Legno massiccio di latifoglia con	$\rho_k \geq 350 \text{ Kg/m}^3$	0.54

Tabella 4: Velocità di carbonizzazione di progetto  $\beta$ . Si deve considerare l'intero arrotondamento degli spigoli.

### 5.2.2 Attacchi biologici e loro prevenzione.

L'attacco biologico è di due tipi principali:

#### *Attacco fungino.*

L'attacco da parte dei Funghi ha luogo nel legno a umidità elevata, in generale fra il 20% e il 30%. Per potersi sviluppare i Funghi hanno bisogno della presenza di acqua e ossigeno e l'umidità ottimale del legno varia secondo la particolare specie fungina. La presenza di un attacco fungino può ridurre seriamente la capacità portante delle strutture di legno. La perdita di resistenza può essere variabile, in dipendenza del tipo di fungo e dell'estensione dell'attacco. Il pericolo consiste anche nel fatto che all'apparenza il legno rimane intatto ma si verifica comunque una significativa perdita di resistenza. Alcuni Funghi, quali il *Lenzites seiparia*, possono sopravvivere attraverso periodi asciutti e continuare il loro attacco nel legno che è sottoposto a

inumidimento intermittente. Pertanto, la progettazione dovrebbe garantire condizioni che: prevengono l'inumidimento del legname dove possibile; assicurano il rapido drenaggio e la ventilazione del legname dove è impossibile evitare periodi di inumidimento; impiegano legname con sufficiente durabilità naturale, oppure legname trattato con un appropriato preservante per il legno, dove non è possibile evitare l'esposizione a un inumidimento persistente.

*Attacco da parte di insetti.*

L'attacco da parte di insetti è favorito da condizioni calde che ne facilitano lo sviluppo e la riproduzione. Le Termiti sono particolarmente aggressive nei confronti del legno e sono attive soltanto nelle zone più calde di Europa. La loro presenza e attività diminuiscono verso le zone settentrionali d'Europa. Il riscaldamento centrale negli edifici può favorire l'attività e lo sviluppo di Insetti mantenendo temperature moderate durante i periodi più freddi dell'anno. Particolarmente attenzione deve essere posta nel legno trattato con preservante qualora si sviluppino fessurazioni o cretti che penetrano attraverso lo strato esterno trattato, divenendo zone per la deposizione delle uova o l'inizio dell'attacco, riducendo significativamente il valore del trattamento. Nella maggior parte dei legnami, il durame è di norma durabile, ma il durame di specie legnose diverse mostra diversi livelli di resistenza all'attacco delle Termiti. La zona dell'alburno può o non può essere durabile a seconda della specie legnosa e del tipo di insetto.

*Prevenzione contro attacchi fungini.*

Il primo passo da fare per una prevenzione ottima è quello di progettare accurati dettagli costruttivi, specialmente per ridurre l'umidità del legno. È invece impossibile influenzare i valori estremi di temperatura che dipendono dalla situazione geografica e il rischio aumenta all'aumentare della temperatura media. Se è impossibile bloccare la penetrazione dell'acqua, è di solito possibile provvedere a un sistema di rapida evacuazione della stessa per impedire il superamento del limite di umidità del 20% oppure per limitare la zona inumidita. Soluzioni a questo problema potrebbero essere date usando

uno spazio di espansione, un condotto per lo sgrondamento dell'acqua o uno spazio di ventilazione. L'umidità del legno deriva da un bilanciamento fra l'acqua adsorbita e l'acqua evacuata, e può essere ridotta nei casi in cui vengono presi accorgimenti per ritardarne l'ingresso e favorirne l'evacuazione. È consigliabile disporre le lamelle di elementi di legno lamellare incollato con il midollo disposto verso l'alto come raccomandato dalla EN 386 "Legno lamellare incollato – Requisiti prestazionali e requisiti minimi di produzione". Le lamelle così orientate riducono la penetrazione dell'acqua nelle fessurazioni della superficie e facilitano il drenaggio quando la superficie è sottoposta a inumidimento.

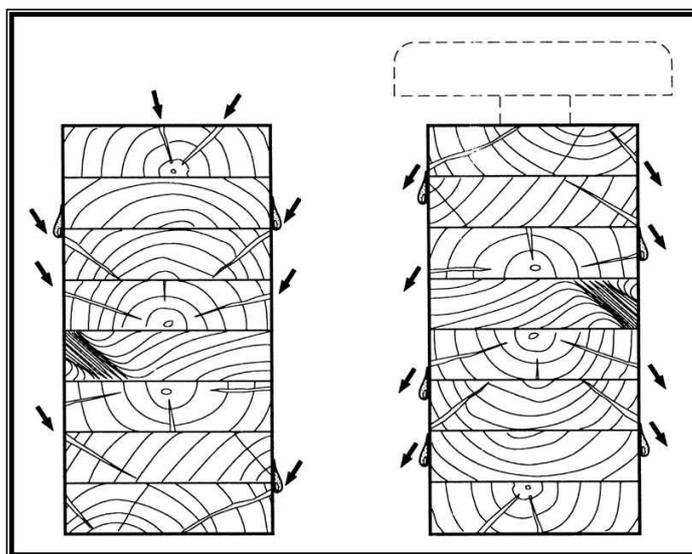


Figura 21: Disposizione delle lamelle in legno lamellare incollato per esterni; a sinistra: orientamento casuale delle lamelle: l'acqua penetra nel legno; a destra: lamelle orientate: l'acqua può fuoriuscire (rivestimento di legno durabile o trattato con uno spazio di ventilazione sulla sommità).

### *Preservanti nel legno.*

L'efficacia di un trattamento preservante dipende principalmente dalla quantità di preservante che viene assorbita dal legno e dalla profondità alla quale esso penetra, sebbene anche fattori quali la distribuzione del preservante possano rivestire un ruolo importante nell'efficacia. La facilità di impregnazione del legno è naturalmente correlata al tipo di prodotto impiegato e al metodo di trattamento adottato, ma dipende soprattutto dalla permeabilità e dall'umidità del legno. Da ricerche effettuate si può vedere chiaramente che l'alburno è più facilmente impregnabile rispetto al durame; alla fine, è alquanto

probabile che la durabilità dell'alburno di una certa specie legnosa sottoposta a un adeguato trattamento preservante diventi maggiore della durabilità naturale del durame della stessa specie. I preservanti del legno sono prodotti chimici usati per accrescere la resistenza del legno all'attacco di agenti biologici. Essi sono stati tradizionalmente classificati in tre tipi principali: *preservanti derivati del catrame*, *preservanti in solventi organici* e *preservanti in soluzione acquosa*. I *preservanti derivati del catrame* sono stati i primi a essere utilizzati per trattare il legno industrialmente e comprendono un insieme di prodotti diversi ottenuti dalla distillazione del catrame di carbon fossile. A causa del loro odore, della difficoltà di adesione delle vernici e delle generali caratteristiche ecotossicologiche, la maggior parte dei Paesi ha adesso limitato l'impiego di questo tipo di preservanti a lavori all'esterno (per esempio pali di trasmissione, traversine ferroviarie) e a legni immersi. I *preservanti in solventi organici* sono soluzioni di biocidi (fungicidi e /o insetticidi) in un solvente organico non polare che può essere volatile o non volatile. Le caratteristiche determinanti di questi prodotti sono la rapida penetrazione nel legno anche quando sono applicati con metodi superficiali (ad es. a pennello, a immersione) e l'assenza di variazioni dimensionali del legno. Questi prodotti sono ampiamente usati in falegnameria e rivestimenti esterni. I *preservanti in soluzione acquosa* sono fondamentalmente costituiti da sali minerali sciolti in acqua. I prodotti preservanti in soluzione acquosa sono probabilmente quelli più largamente impiegati nelle strutture di legno.

### **5.2.3 Cenni storici sul legno lamellare.**

Dal punto di vista storico il legno lamellare nasce col fine di superare i limiti dimensionali del tondame dal quale si ricavano le travature. Da un solo fusto è infatti impossibile ottenere elementi di sezione e lunghezza necessarie a consentire la copertura di luci libere di 20-30 metri. Inoltre la conformazione dei fusti non consente di ottenere travi curve, o della curvatura voluta. Al primo problema si è ovviato storicamente tramite la realizzazione di travi composte più o meno effettivamente collaboranti, ad esempio tramite giunzioni a dente di sega. Quest'ultima soluzione, di cui i primi accenni risalgono

addirittura a Leonardo, è attuabile con semplicità, ed è stata frequentemente utilizzata nel caso di membrature orizzontali, quali ad esempio le catene, che devono superare ampie luci. Il secondo problema fu affrontato per la prima volta nel XVI secolo, quando si sviluppò l'idea di utilizzare il legno mediante assemblaggio di varie parti per ottenere centine ed archi. Il primo tentativo concreto a cui si sappia dare paternità è stato quello di Philibert Delorme in Francia, il quale riuniva mediante chiodatura più tavole in strati sovrapposti dando approssimativamente la forma dell'arco voluto, quindi profilando con una sega l'estradosso. Le tavole mantengono la loro planarità e la trasmissione dei carichi è affidata essenzialmente alla tenuta della chiodatura. Il passo successivo è stato compiuto da Emy nel 1823, realizzando archi mediante chiodatura di tavole unite in pacchi con bulloni passanti. In seguito, prima Mignerón e poi Wiebeking, misero a punto un sistema che prevedeva un arco con lamelle formate da travi curvate a freddo e tenute a pressione da staffe metalliche, ma a differenza del francese Mignerón, nel sistema ideato da Wiebeking, il bloccaggio delle travi era assicurato da biette in legno che assorbivano le possibili tensioni di scorrimento. Infine, nel 1905, con lo sviluppo delle prime colle, Hetzer iniziò ad applicare la tecnica che ha portato alle attuali strutture in legno lamellare incollato.

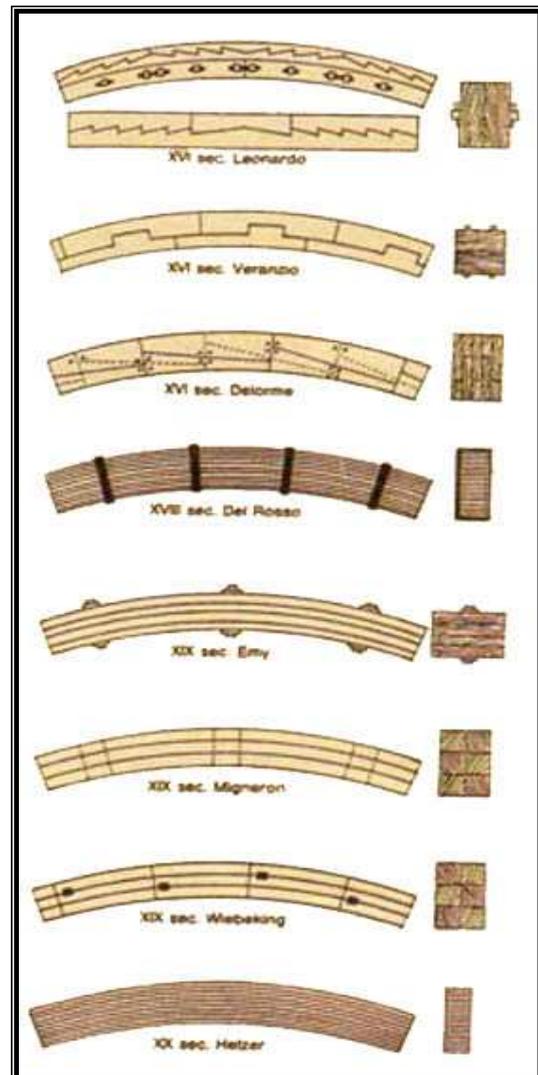


Figura 22: Evoluzione dell'assemblaggio delle lamelle, per giungere al legno lamellare moderno.

In Italia, l'introduzione del legno lamellare come sistema costruttivo alternativo è storia recente e ha avuto inizio nella regione alpina che per tradizione storica possiede una solida cultura del legno, in Alto Adige. E' soprattutto in Val Pusteria, intorno al 1960, che il lamellare, importato dalla vicina Austria, fa la sua prima comparsa. Questa moderna tecnologia di utilizzo del legno, consiste nella divisione del tronco in tavole, essicate ed assortite in qualità, giuntate di testa a formare le "lamelle" calibrate in spessore (di norma intorno ai 33 mm). Infine, disposte a pacchi e tra loro incollate a formare le travi, in modo tale da aver elementi strutturali di sezione e caratteristiche geometriche svincolate dalla geometria iniziale del tronco. Le caratteristiche di resistenza meccanica sono superiori a quelle del legno massiccio da cui provengono, grazie alla scelta delle tavole ed alle eliminazioni di tutti quei difetti non compatibili con l'uso strutturale, nonché all'uso di collanti sintetici ad elevata resistenza, sia meccanica che nel tempo. Con il sistema costruttivo in legno lamellare, applicato su vasta scala nel secondo dopoguerra, grazie allo sviluppo ed all'affidabilità raggiunta dai collanti, è possibile realizzare travature in legno a sezione piena di diverse misure, di lunghezze notevoli ed anche curvate. Il tutto con crescente automazione degli impianti ed una sempre maggiore filosofia della prefabbricazione. Senza fare violenza al materiale legno e senza snaturarlo è quindi possibile produrre travature nelle dimensioni e forme volute, tali da rendere agevole ed economica la realizzazione dei più svariati sistemi statici.

#### **5.2.4 Produzione in stabilimento del legno lamellare.**

Il processo di produzione del legno lamellare incollato è l'insieme delle operazioni eseguite in appositi stabilimenti, che consistono essenzialmente nella riduzione del tronco in tavole e nella loro ricomposizione, tramite incollaggio, fino a dare origine a elementi di forma e dimensione prestabilita. Il procedimento produttivo può essere diviso nel seguente modo:

- ✓ *Scelta del legname.*
- ✓ *Dimensione del materiale.*

- ✓ *Essiccazione.*
- ✓ *Controllo della qualità delle tavole.*
- ✓ *Giuntura di testa.*
- ✓ *Piallatura e calibratura delle tavole.*
- ✓ *Incollaggio delle lamelle.*
- ✓ *Pressatura.*
- ✓ *Piallatura delle travi.*
- ✓ *Finitura ed impregnatura.*

Passiamo ora analizzare dettagliatamente tutte le fasi produttive.

La *scelta del legname* è una operazione fondamentale, infatti le caratteristiche tecniche del prodotto finito dipendono dal materiale di base. Qualsiasi tipo di legname può essere potenzialmente utilizzato per tale tecnologia, anche se scelte tecnico-economiche indirizzano, di fatto, l'industria produttrice all'uso di legnami facilmente reperibili, incollabili e meno costosi. In Europa si utilizza quindi prevalentemente l'abete rosso, per lavorazioni speciali talvolta il pino silvestre, il larice e il rovere. Le essenze legnose vengono suddivise in due categorie o classi (secondo la DIN 1052), che ne individuano la qualità e le caratteristiche fisico-meccaniche che condizionano i valori delle corrispondenti tensioni massime ammissibili.

- ✓ La prima categoria comprende: legno senza traccia di putredine o danni di insetti, inclinazione massima della direzione delle fibre rispetto alla direzione della tavola non superiore al 10%, nodi sani, non raggruppati, con diametro massimo pari a 30 mm, peso specifico non superiore a 500 Kg/mc (al 20% di umidità) e spessore medio annuo di crescita del tronco non superiore a 3 mm.
- ✓ La seconda categoria comprende: legno scelto con criteri meno rigidi, tuttavia senza traccia di putredine o danni di insetti, ma con tolleranze maggiori di diametro dei nodi (fino a 40 mm), inclinazione di fibre (fino al 12%), pesi specifici non inferiori a

400 Kg/mc (al 20% di umidità) e spessore medio annuo di crescita non superiore a 4 mm.

Per quanto riguarda le *dimensioni del materiale*, nella pratica costruttiva le lamelle hanno uno spessore finito intorno ai 33 mm e una larghezza pari a quella della sezione trasversale dell'elemento strutturale, normalmente variabile fra 10 e 22 cm, con variazioni modulari di 2 cm e lunghezza delle lamelle di 400-500 cm. Nelle travi curve, per limitare le tensioni di curvatura che possono nascere in direzione sia parallela sia normale alle fibre, il raggio di curvatura degli elementi strutturali in lamellare deve essere pari almeno a 200 volte lo spessore delle singole lamelle.

L'*essiccazione* è l'operazione tesa a ottenere quel grado di umidità del legno compatibile col tipo di colla e, soprattutto, confacente alla destinazione delle strutture. Generalmente essa deve essere compresa fra il 7 e il 16%. Fra due lamelle successive però la differenza di umidità non deve superare il 4%. Gli impianti per la produzione del lamellare dispongono di essiccatoi. Il legname è messo nelle celle di essiccazione e portato al grado di umidità necessario alla lavorazione ed alla resistenza richiesta. Dopo l'essiccazione, poiché il tasso di umidità non è regolare all'interno di una stessa lamella, essendo più basso in periferia che al centro, le lamelle vengono lasciate riposare per due, tre giorni all'interno dello stabilimento prima di essere portate alla linea di lavorazione. L'essiccazione scongiura anche il pericolo nei confronti di alcuni organismi, quali silofagi.

Il *controllo della qualità* consiste in un controllo dell'umidità e della difettosità, che porta all'eliminazione dei difetti più gravi e delle eventuali sacche di umidità. La verifica dell'umidità avviene sulle lamelle prima della loro intestazione per mezzo di test selezionatore. Se l'umidità rilevata nelle lamelle è compresa fra i limiti prefissati, un segnale verde consente il proseguimento delle operazioni, altrimenti il segnale rosso lo arresta fino alla rimozione del pezzo fuori controllo. Devono essere continuamente monitorate anche le condizioni ambientali dei vari reparti di lavorazione, che si succedono a cascata, dal deposito delle lamelle, alla loro intestazione, piallatura,

incollaggio, sovrapposizione e pressaggio. Contemporaneamente al controllo dell'umidità delle lamelle, viene effettuato quello visivo degli eventuali difetti del legno, come per esempio l'eccessivo numero di nodi, imbarcamenti, inclinazione delle fibre, cipollature, ecc. Vengono eventualmente tagliate le estremità delle tavole, eliminando screpolature e fessurazioni di testa.

La *giuntura di testa*, è necessaria per realizzare elementi strutturali di lunghezza maggiore della singola tavola. Di solito le giunzioni trasversali correnti fra le varie lamelle vengono effettuate con giunti detti a pettine o a dita, e vengono opportunamente sfalsate al fine di non indebolire una stessa sezione trasversale o una zona dell'elemento strutturale. Questo tipo di giunto è oramai nella prassi considerato come il più vantaggioso, in quanto consente di ottenere un'ampia superficie di incollaggio. L'incollaggio di testa delle tavole, è effettuato da apposite macchine che applicano forze di compressione variabili in relazione alla lunghezza dei denti dei giunti.

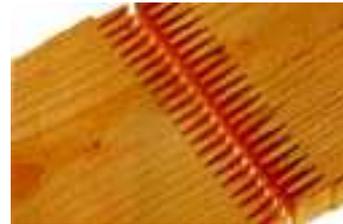


Figura 23: Giunto a pettine.

Le tavole giuntate vengono *piallate*, in modo da offrire superfici piane in vista dell'incollaggio delle facce delle tavole. La piallatura, unitamente alla *calibratura* attraverso la quale si ottengono tavole di spessore costante, evita l'instaurarsi di tensioni che possono dare luogo alla formazione di cretti durante la pressatura. Inoltre la piallatura consente di ottenere superfici lisce, requisito molto importante in fase di incollaggio.

L'*incollaggio delle lamelle* costituiscono una fra le operazioni più importanti e delicate dal punto di vista operativo e tecnologico. Gli incollanti devono instaurare legami intermolecolari fra la colla stessa e le sostanze che costituiscono il legno, cioè le fibre di cellulosa e lignina, in modo da garantire, nel piano di incollaggio, lo stesso legame della corrispondente essenza legnosa. Le resistenze fisico-meccaniche del collante devono essere almeno eguali a quelle del legno, in modo che i piani di incollaggio non siano piani preferenziali di rottura. L'applicazione della colla sulle lamelle avviene automaticamente e il sistema attualmente più utilizzato è quello della



cosiddetta “incollatrice a fili”, che consente di ottenere la realizzazione di un piano di incollaggio con distribuzione abbastanza uniforme della colla.

Figura 24: Applicazione della colla.

Esistono tre tipi di colla più comunemente utilizzati nella pratica:

- ✓ *Colle a base di urea-formolo*; queste colle, di colore bianco, hanno una tenuta mediocre, soprattutto se sottoposte a elevate temperature e quindi in presenza di notevoli escursioni termiche. Per contro presentano un costo abbastanza vantaggioso. Sconsigliabili per esterni e per elementi strutturali esposti agli agenti atmosferici.
- ✓ *Colle a base di resorcina-formaldeide*; di colore rosso-bruno, sono tra le più usate perché più resistenti all’aggressione degli agenti atmosferici, specialmente in climi caldo-umidi, anche se sono le più onerose per costi fra le colle del legno; consentono ottime prestazioni in ambienti difficili e mantengono le proprie caratteristiche nel tempo.
- ✓ *Colle a base di melammina-urea-formaldeide*; ultimamente molto utilizzate, queste colle sembrano offrire caratteristiche meccaniche assimilabili a quelle delle colle resorciniche e sono di colore bianco. La normativa attuale non consente comunque il loro utilizzo per strutture portanti all’aperto.

La *pressatura* è necessaria per realizzare l’incollaggio fra le lamelle. Le presse sono costituite da una struttura fissa sulla quale si fa agire un meccanismo di pressatura costituito normalmente da martinetti idraulici o pneumatici. L’operazione di posizionamento delle lamelle e di chiusura della

pressa deve essere fatta il più rapidamente possibile, onde evitare che la colla cominci a indurire. Le travi così realizzate rimangono in pressa per un periodo



di 12 ore o più, secondo il tipo di colla, la temperatura e la forma della trave. La temperatura ambiente non deve comunque essere mai inferiore a 18° C.

Figura 25: Operazione di pressatura.

In caso di travi curve, si utilizza un'altra pressa dotata di guide mobili che vengono posizionate secondo una sagoma precedentemente disegnata sul suolo.

La *piallatura* delle travi avviene dopo che queste sono lasciate 1-2 giorni a riposo all'interno dello stabilimento. In modo da dare all'elemento lo spessore finito e rendere uniformi e lisce le superfici laterali.

Nel reparto *finitura* la trave viene intestata realizzando le sagomature di progetto, i fori ed i tagli necessari per l'assemblaggio di elementi metallici. L'ultima operazione in ordine di tempo consiste nell'applicazione di prodotti *impregnanti* tramite semplice spennellatura, sostanze cioè con funzione di preservare il legno da insetti, funghi, umidità e con un pigmento che conferisca alle travi il colore voluto.

### 5.2.5 Scelta del legno lamellare.

Il fatto che l'opera sia esposta alle intemperie, ci guida nella scelta di un legname di Larice, capace di resistere maggiormente rispetto al più comune ed economico legname di Abete. Fondamentale per la buona riuscita del progetto è la bontà della materia prima e quindi del legname. Proprio per questo è stato scelto il prodotto fornito dall'azienda Iterholz Italia S.r.l. che da anni è una delle leader nel campo della produzione di elementi in legname. Il marchio di qualità della azienda sopra citata è la certificazione OTTO-GRAF INSTITUT di Stoccarda e della BUREAU VERITAS, per l'idoneità all'incollaggio di elementi strutturali. Inoltre è stata la prima azienda italiana ad ottenere la

certificazione dall'istituto I.C.M.Q. per il sistema di qualità aziendale secondo la norma UNI EN ISO 9001 per la progettazione e produzione di strutture in legno lamellare.

## CAPITOLO 6

### ALCUNE RECENTI REALIZZAZIONI IN DETTAGLIO

#### 6.1 Passerella pedonale Halgavor nel Cornwall, Gran Bretagna (2001)



Figura 1: Vista del ponte dall' A30

La passerella pedonale in questione facente parte della rete UK National Cycle, passa sull'autostrada A30 completando così il suo percorso nella zona di Cornwall. Questo progetto vinse il concorso nel quale era richiesto un design tecnicamente di alta qualità, economico e dalla facile manutenzione. La grande novità di questo ponte sta nell'impiego di nuovi materiali per la struttura: la piattaforma prefabbricata in fibra di vetro con plastica rinforzata (GRF) ne costituisce la base.

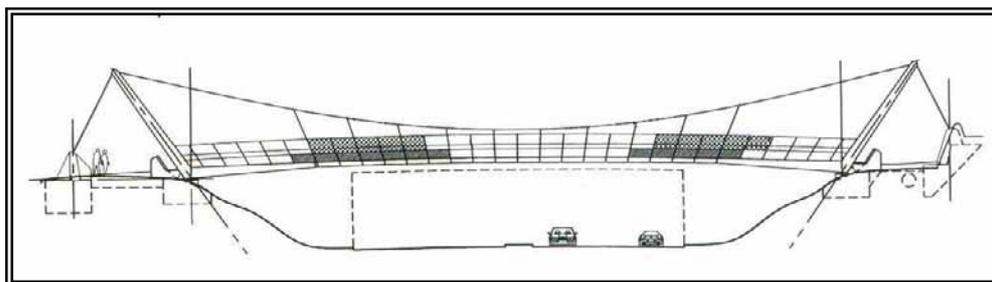


Figura 2: Schema statico.

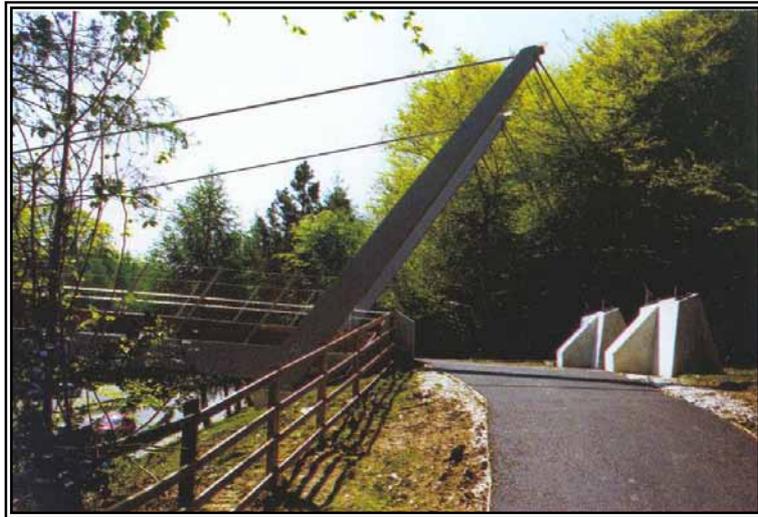


Figura 3: Vista della antenne e gli ancoraggi.

Dalla A30 si vede una piattaforma fluttuante che emerge da una zona fittamente alberata, per cui le torri della struttura risultano quasi nascoste. I pedoni, invece, possono vedere tutta l'elegante struttura.



Figura 4: Vista del sottile impalcato in fibra con plastica rinforzata (GRF).

La campata sospesa ha una luce di 48 metri, appesa a due cavi di sospensione di acciaio convenzionale. Anche le antenne risultano essere in acciaio, inclinate, ed ancorate a terra. Il ponte ha una larghezza di 3.5 metri ed uno spessore di solo 350 mm, ed essendo un ponte che permette anche il passaggio di cavalli è richiesto un parapetto di 1.8 metri. La progettazione per fare il modo di non dare un effetto di pesantezza a tutta la struttura, ha adottato un parapetto trasparente.

## 6.2 Ponte pedonale sul Fiume Simme a Wimmis, Svizzera (1989)

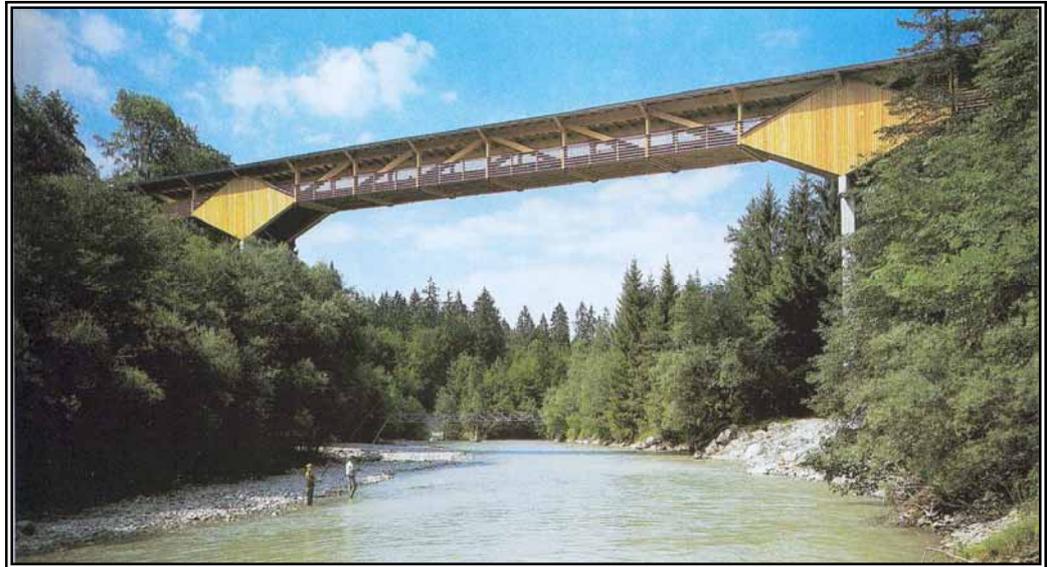


Figura 5: Vista laterale del ponte

Si tratta di un ponte pedonale e ciclabile, il progetto è stato scelto in competizione con altre strutture in acciaio e cemento armato. Al centro del ponte 24 metri sopra il letto del fiume, il sistema di travi principale è composto da due travi reticolari continue con correnti paralleli e campate di 27, 54, e 27 metri.

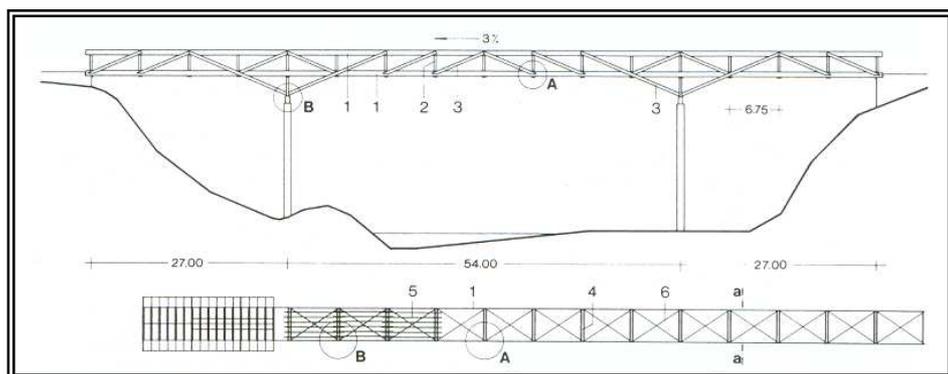


Figura 6: Vista dello schema statico, dall'alto e lateralmente.

Le colonne sono strette e snelle, sono connesse alla struttura principale attraverso diaframmi di cemento armato di 1,2 x 5,2 m, posizionati sulla cima delle colonne. La struttura principale si compone di due travature reticolari

continue di 4,4 m e alte 2,94 m. I correnti superiori ed inferiori di 200 x 700 mm e diagonali di 240 x 360 mm sono in legno lamellare rinforzato con strati laterali di laminato (2 x 63 mm lunghi 400 mm) incollati alle travi.

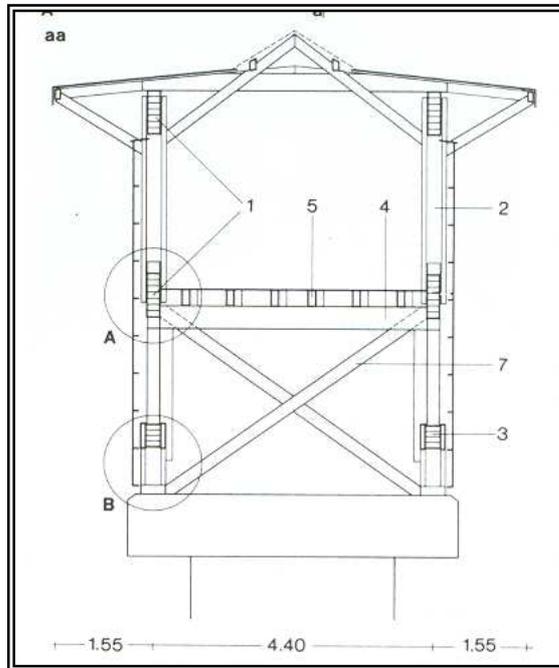


Figura 7: Sezione a-a del ponte.

- 1- Lamellare 20/70
- 2- Lamellare 20/20 + 2 x legno di conifere 8/20
- 3- Lamellare 24/36 + 2 x legno multistrato 7/40
- 4- Lamellare 16/36,6
- 5- Travi di colmo accoppiate 12/26
- 6- Tondino di acciaio  $\varnothing = 16-32$  mm
- 7- Lamellare 20/20

L'ampiezza della carreggiata è di 3,5 m e l'altezza di 2,5 m. Le travi principali sono connesse sulle pile da travi oblique di 6,75 m. Il trasferimento delle forze orizzontali avviene con un

controvento orizzontale composto di diagonali in tondino d'acciaio.

Essendo il ponte dotato di ampia copertura anche lateralmente, non è stato necessario che fosse fatto un trattamento preservante sugli elementi in legno. Tutta la copertura e gli elementi di rivestimento laterale del parapetto sono fatti in larice.



Figura 8: Particolare dell'appoggio della struttura principale sulla pila.

### 6.3 Passerella pedonale sul Fiume Adda a Faedo Valtellino, Italia (2001)

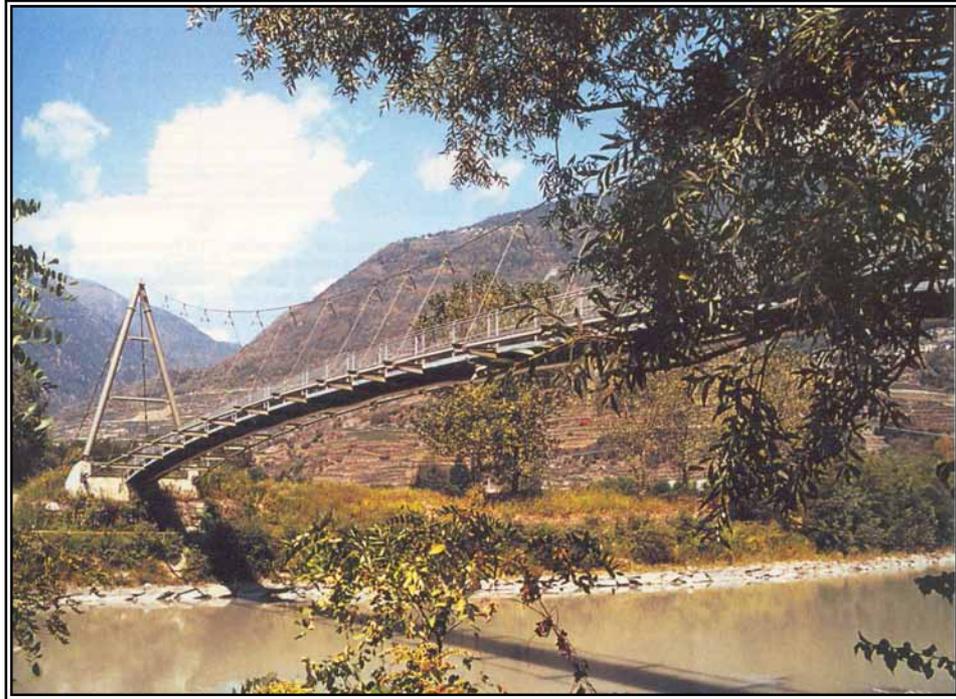


Figura 9: Vista da una sponda del ponte.

Di non facile decisione è quella di intervenire con un'opera così tecnologica all'interno di un ambiente naturale. Qui siamo infatti nella riserva naturale del Bosco dei Bordighi, e la necessità di collegare l'itinerario botanico ciclo-pedonale alla città, sull'opposta sponda dell'Adda, ha determinato la scelta di creare una passerella che è anche un segno nel paesaggio. Tra la mimetizzazione e la visibilità, i progettisti hanno scelto felicemente quest'ultima soluzione, lasciando che le stesse forze in gioco determinassero geometricamente, le forme del manufatto. Il risultato è un segno elegante che attraversa il fiume, da un bosco all'altro, senza creare disturbo nonostante la dimensione di travi, piloni e tiranti.

La passerella ciclopedonale sovrappassa l'Adda con una luce di circa 60 m; lo schema strutturale del manufatto è costituito da 3 cavi contrapposti che si distaccano dal vertice e dai piedi di due alti cavalletti, in tubolare di acciaio del diametro di 406 mm, a forma di V rovesciato con angolo superiore di 30°;

questi sono collegati tra loro da una serie di intercollegamenti in barre di acciaio (pendini) di diametro di 20 mm, e sottoposti ad una specifica trazione (pretensione).

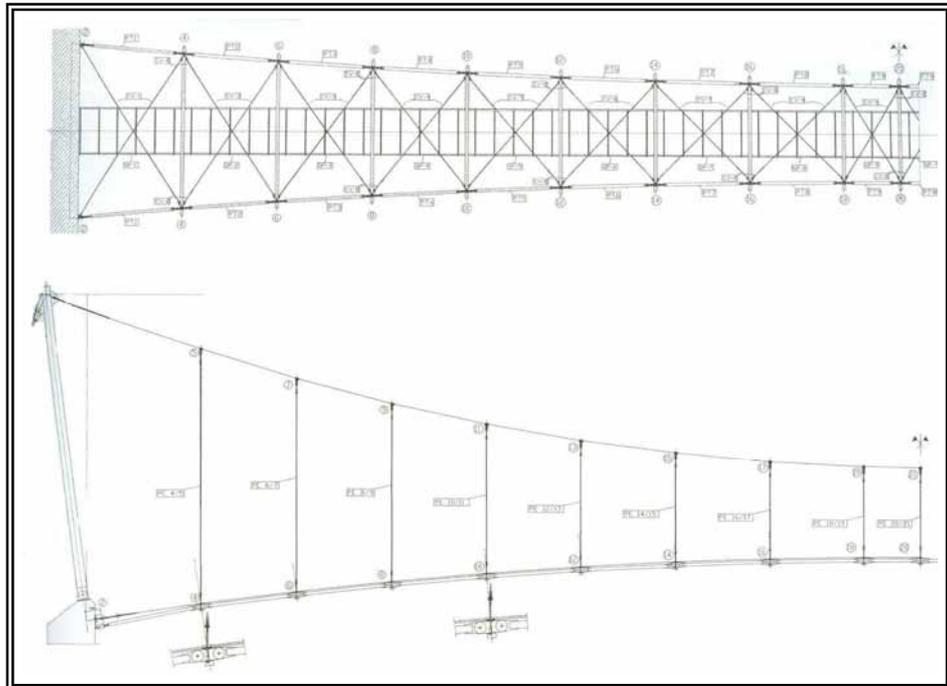


Figura 10: Vista dello schema statico lateralmente e dall'alto.

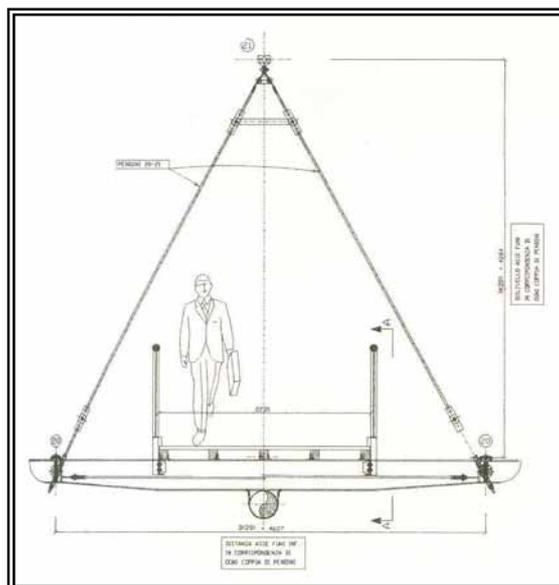


Figura 11: Sezione dell'impalcato.

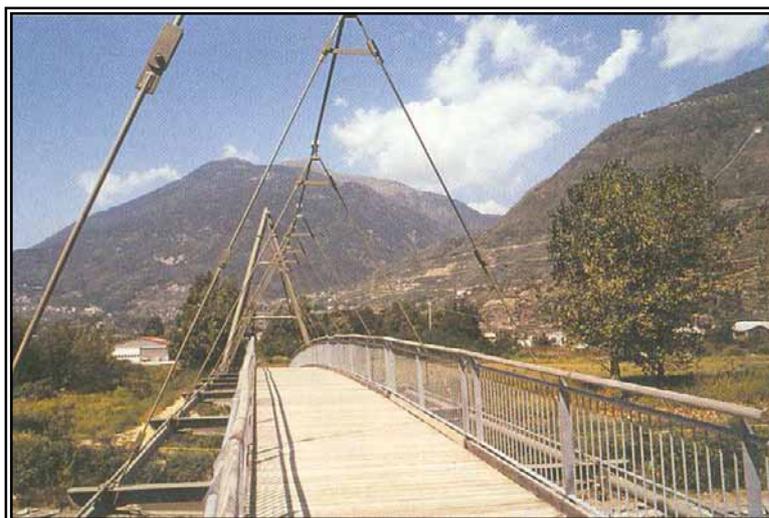


Figura 12: Vista da sopra il ponte.

I cavi e le barre di acciaio da 20 formano in tal modo una specie di “ragnatela” a sezione triangolare variabile, nell’ambito della quale è “imprigionata” la passerella vera e propria costituita da un graticcio di profili metallici che sostengono l’impalcato in tavole di legno trattato.

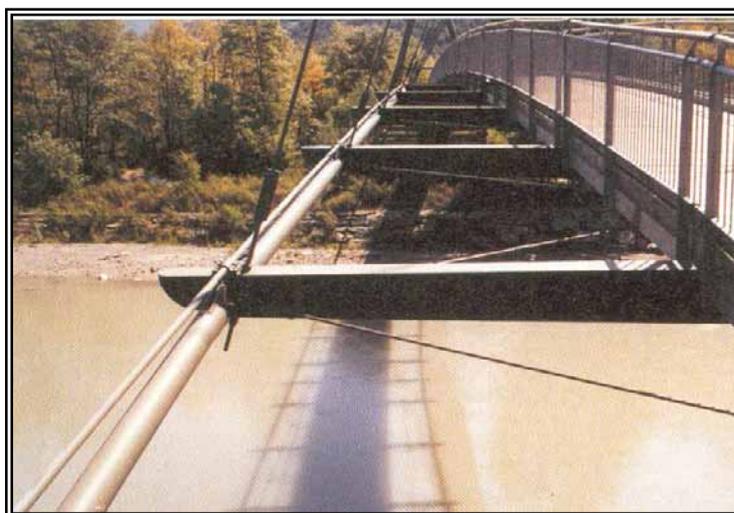


Figura 13: Particolare dell’attacco del pendino, al controvento.

## 6.4 Passerella pedonale sul Fiume Dranse a Martigny, Svizzera (1983)

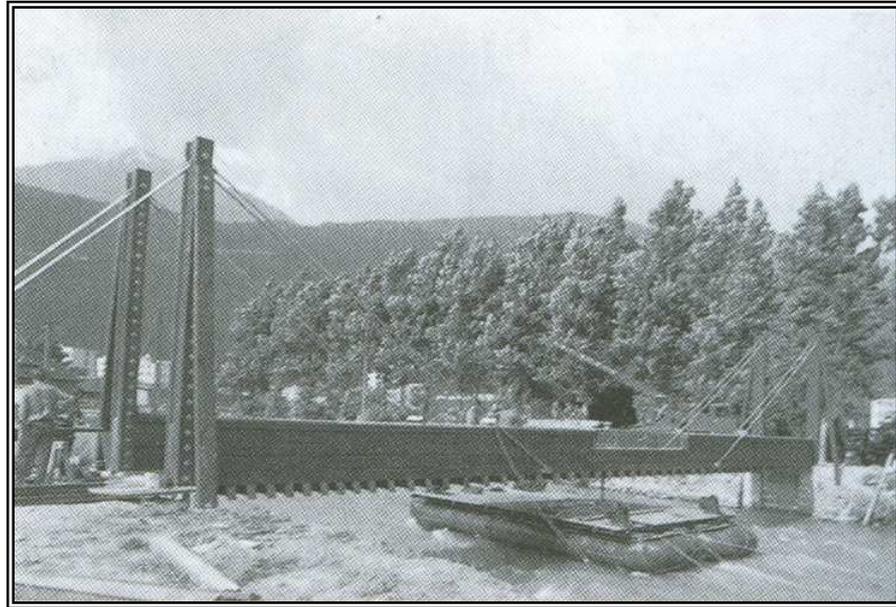


Figura 14: Fasi conclusive della costruzione del ponte.

Ponte pedonale e ciclabile che attraversa il fiume Franse, su cui possono anche transitare veicoli forestali con peso non superiore alle 5 t. La luce libera è di 28 m tra i due piloni, con le travi di estremità liberamente sporgenti con la parte centrale sospesa. La trave principale è composta da cinque travetti di larice collegati con spine. Il ponte viene irrigidito contro il vento soltanto per mezzo dei traversi sospesi inferiormente e dell'impalcato inchiodato sopra di essi, anch'esso in larice.

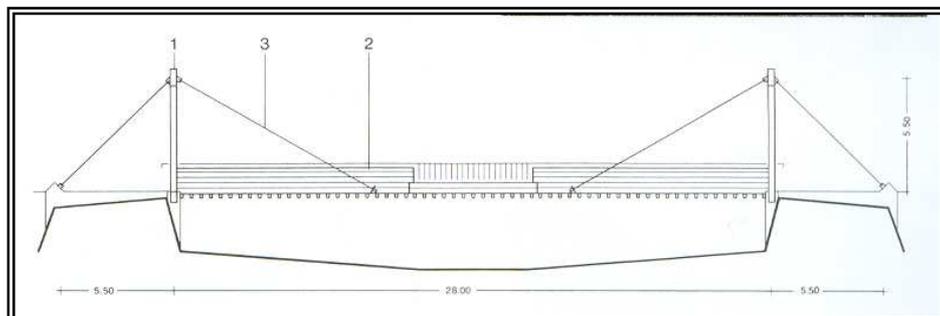


Figura 15: Vista dello schema statico lateralmente.

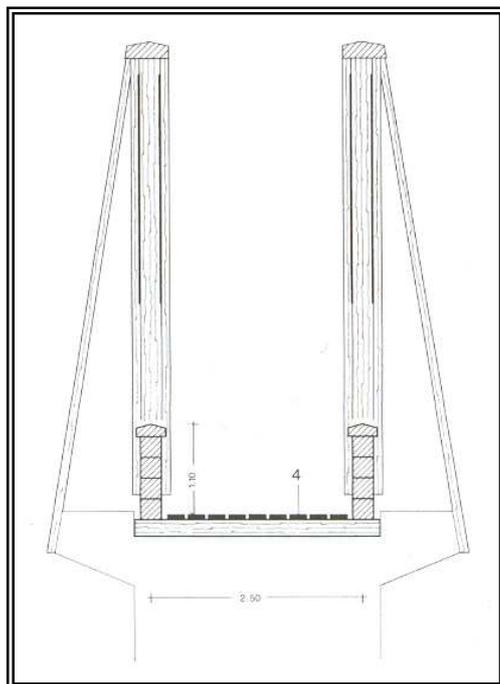


Figura 16: Sezione dell'impalcato.

- 1- Piloni
- 2- Trave composta
- 3- Fune in acciaio al titanio
- 4- Rivestimento di tavole  $d = 6$  cm

## 6.5 Passerella pedonale sul Fiume Isar a Erding, Germania (1985)

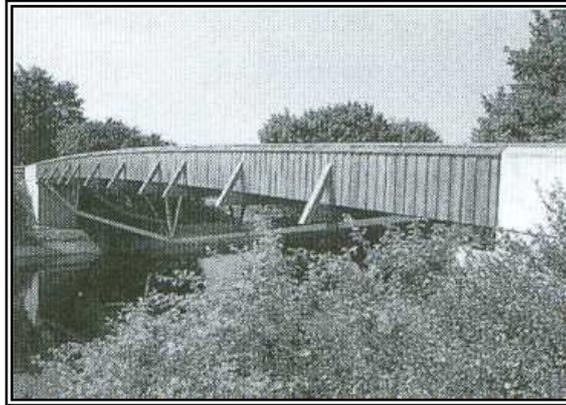
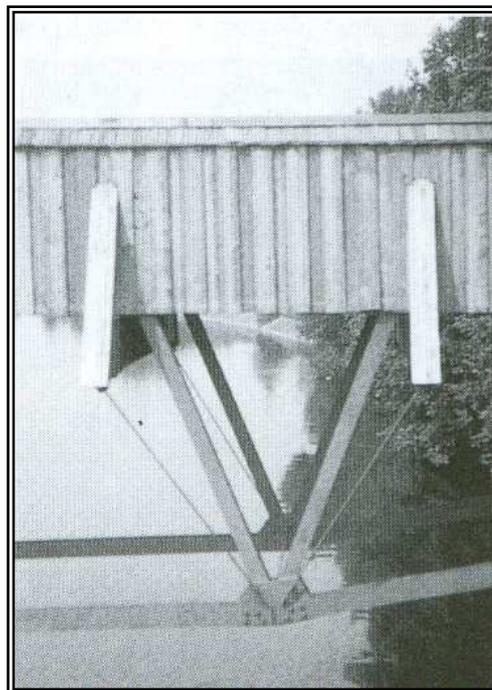


Figura 17: Vista dalla sponda del ponte.

Il ponte in questione è pedonale e ciclabile rinforzato da tiranti inferiori con una campata di 39,6 m. Le due capriate principali sono composte da travi



principali di legno lamellare 18/120, che ad ogni terzo sono supportate da puntoni a V in acciaio rinforzati da tiranti inferiori. Il rinforzo inferiore in elementi di acciaio piatto è fissato lateralmente nei punti nodali tramite elementi in tondino d'acciaio.

Figura 18: Vista dei puntoni.

I carichi vengono assorbiti da travi trasversali e scaricati tramite coprigiunti chiodati nelle travi principali. Le traverse sporgenti formano con i puntoni in lamellare un irrigidimento di tipo a telaio delle travi principali. La

struttura di irrigidimento orizzontale (diagonali di acciaio incrociate con diagonali trasversali) è situato orizzontalmente sotto l'impalcato. Le travi principali sono protette dagli agenti atmosferici tramite un corrimano in larice.

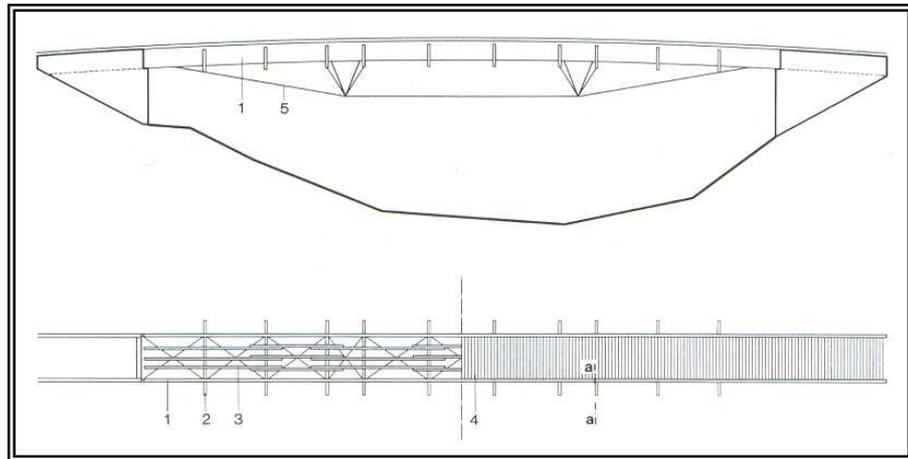


Figura 19: Vista dello schema statico, lateralmente e dall'alto.

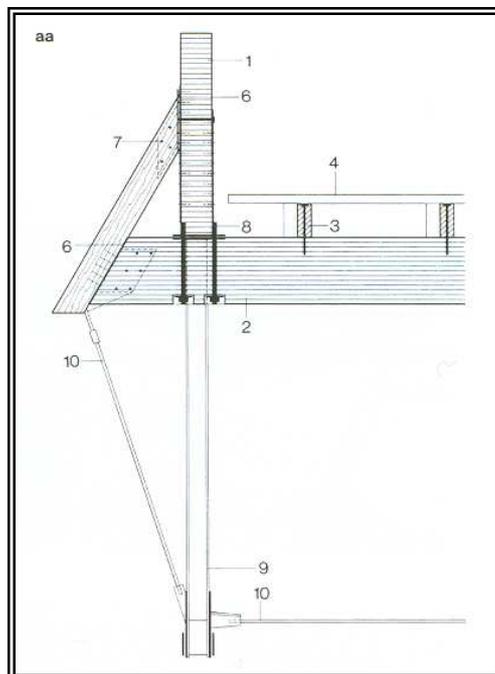


Figura 20: Particolare della connessione, trave principale, trasverso e puntone.

- 1- Trave principale in lamellare 18/20
- 2- Trave trasversale in lamellare 18/36
- 3- Trave accoppiata
- 4- Tavola d = 5 cm
- 5- Rinforzo inferiore
- 6- Lamiera chiodata
- 7- Spina  $\varnothing$  12 mm
- 8- Perni filettati  $\varnothing$  24 mm
- 9- Barra di acciaio 2 x 140/8 mm
- 10- Asta di acciaio  $\varnothing$  16 mm

## 6.6 Passerella stradale sul fiume Emme a Signau, Svizzera (1988)

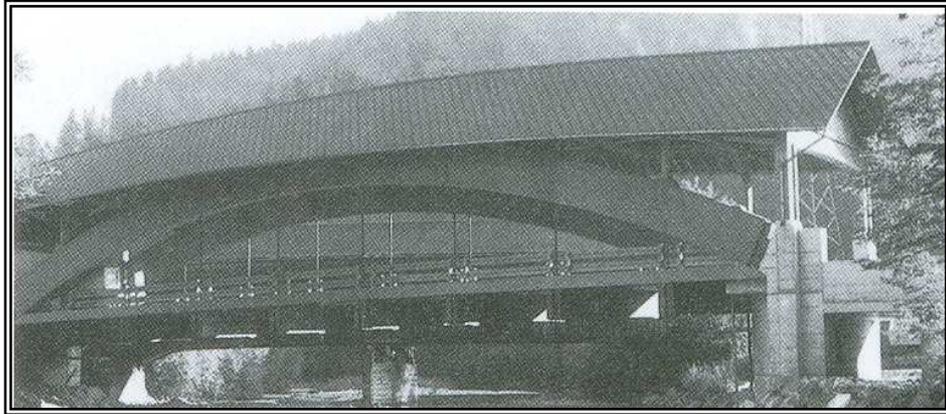


Figura 21: Vista del ponte.

Ponte il legno coperto con due corsie a pieno carico. La struttura portante è composta da due archi gemellari in lamellare con luce di 43,40 m, leggermente sfalsati tra loro e poggianti su piedritti di cemento. La corsia è sospesa ogni 5 metri tramite tiranti in tondo d'acciaio e traversi in lamellare. Il pannello della corsia è realizzato in lamelle di legno spesse 22 cm, incollate e pretensionate trasversalmente.

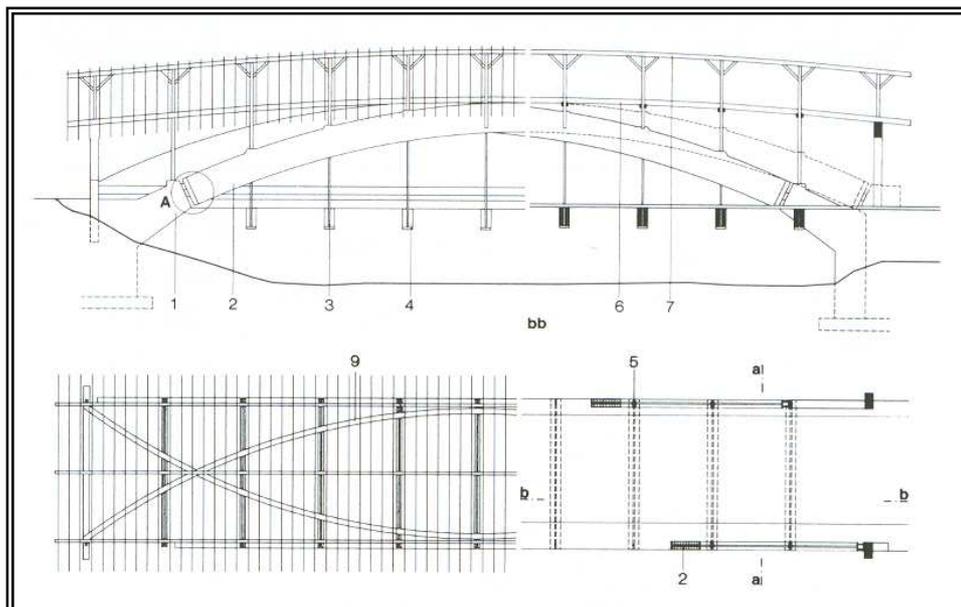


Figura 22: Vista dello schema statico lateralmente e dall'alto.

L'assorbimento della forza del vento avviene da parte dei pannelli di corsia

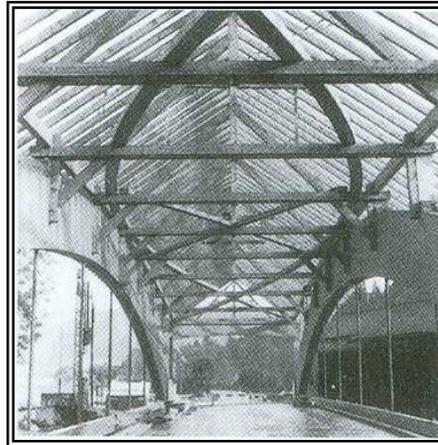


Figura 23: Vista dal piano viario.

e del controvento di irrigidimento superiore, che funge inoltre da irrigidimento per l'arco principale. I portali in lamellare con nodi incollati in compensato, convogliano le tensioni del controvento superiore agli appoggi. Tutta la struttura è protetta da una copertura.

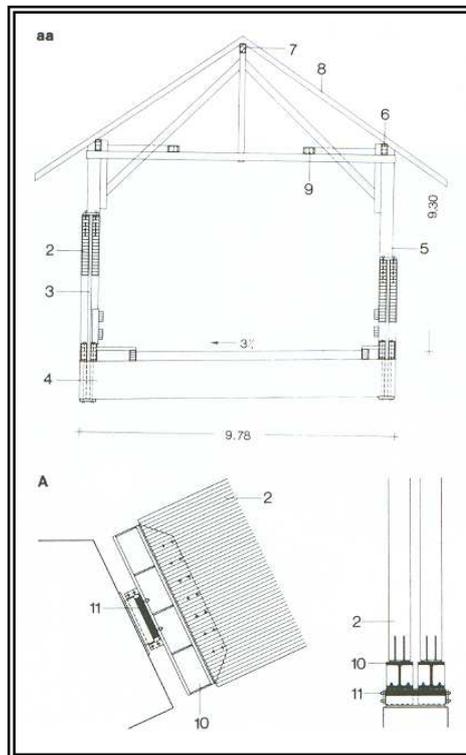


Figura 24: Sezione a-a e particolare A.

- 1- Appoggio di cemento
- 2- Arco gemello in lamellare 22/190
- 3- Tiranti in tondo di acciaio  $\varnothing = 90$  mm
- 4- Traversi in lamellare 2 x 28/120
- 5- Montante in lamellare 40/20
- 6- Arcareccio inferiore in lamellare 18/35
- 7- Colmo 18/28
- 8- Falso puntone 10/18
- 9- Controvento in lamellare 35/20
- 10- IPB 260
- 11- Neoprene



Figura 25: Particolare della travata ad arco.

## 6.7 Passerella pedonale ad Essing, Germania (1987)

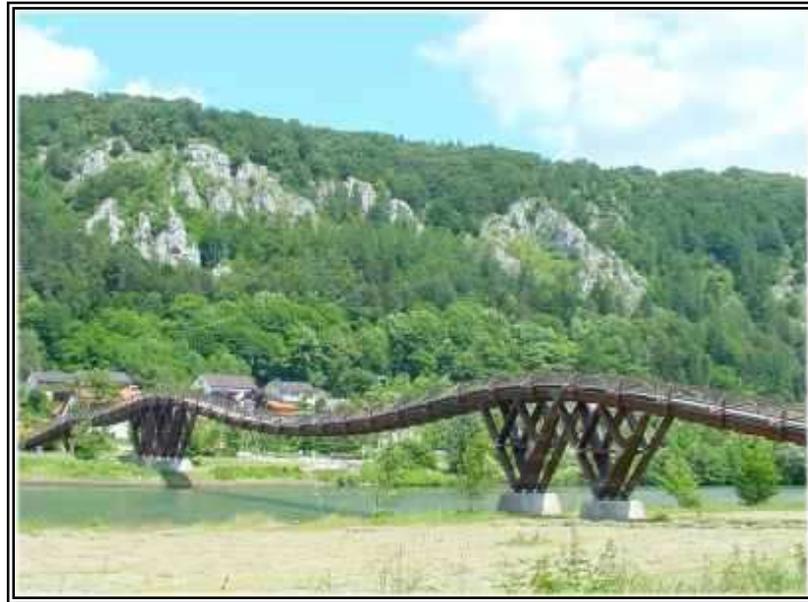


Figura 26: Vista laterale del ponte.

Il nuovo ponte di legno a Essing lungo 190 m, con una massima luce di 73 m, è il primo ponte in tensione di tale grandezza che trasforma il 90% dei carichi verticali in sforzo assiale con solo 10% di momenti flettenti. La bellezza della valle Altmuhl attraverso cui scorre il canale Rhein-Main-Donau prende un accento ancor più speciale nei pressi di Essing.

Il ponte è progettato per uso pedonale e ciclabile, attraversa il canale e tre strade (una principale e due rurali) mantenendo almeno un franco sull'acqua di 7 m. In questo caso il progettista non aveva scelta libera sul materiale da poter utilizzare, infatti la committenza aveva imposto l'utilizzo del legno per rispettare la naturalezza del villaggio circostante.

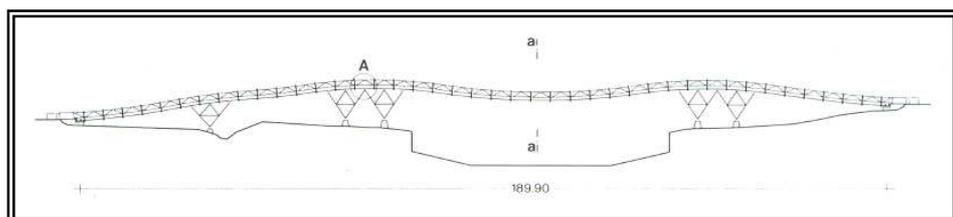


Figura 27: Vista laterale dello schema statico.

La struttura portante è composta di nove travi in legno lamellare di abete con una sezione di 22 x 65 cm ciascuna, accoppiate in tre gruppi di tre in modo da realizzare travi continue, collegate in cantiere con code di rondine in modo da ottenere un tirante. Questo per far sì che in tutte le campate le sollecitazioni siano il più possibile uguali e che la flessione si presenti solo localmente con carichi locali. I tre appoggi intermedi sono costituiti da una travatura reticolare in legno lamellare irrigidita trasversalmente con croci in acciaio e le due spalle sono realizzate in cemento armato rivestito con pietra locale. Per l'assorbimento della forza laterale esercitata dal vento e per la stabilità dinamica è presente una struttura di travi collegata orizzontalmente a una sezione scatolare; sul lato superiore tramite un tavolato diagonale a croce, al lato inferiore tramite un controvento diagonale con aste in legno squadrato. Il fissaggio teso ai piedritti di cemento è stato assicurato mediante alberi articolati e coprigiunti a forcella.

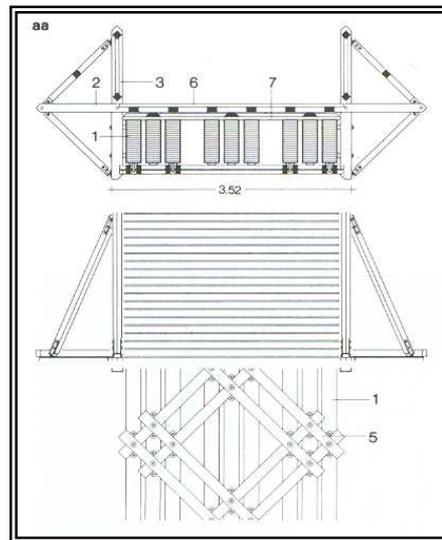


Figura 28: Sezione a-a.

- 1- Tirante in lamellare 22/65
- 2- Trave a tenaglia 10/13
- 3- Montante 10/16
- 4- Legno squadrato 22/22
- 5- Controvento diagonale 6/16
- 6- Tavolato 5/10
- 7- Assito diagonale a due strati
- 8- Cerniera di connessione in acciaio
- 9- Bullone M36

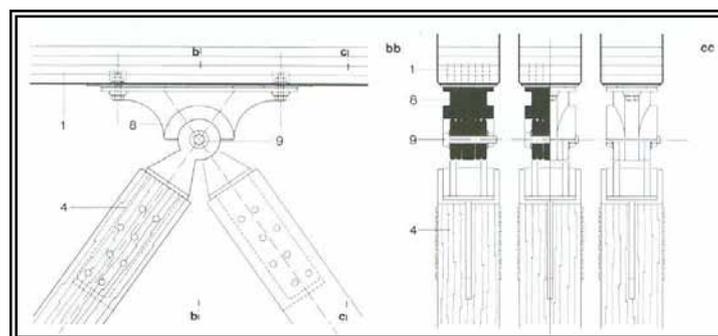


Figura 29: Sezione b-b e c-c.

L'obiettivo del progetto era quello di realizzare una struttura snella, ed è stato raggiunto con una geometria in cui i carichi verticali producono principalmente forze pensionali. La curvatura così fatta, ha la particolarità che la struttura se caricata totalmente con carico uniforme, avrà nelle sue campate sollecitazioni uguali. Il problema principale di una struttura del genere è la scarsa rigidità flessionale, sono state usate infatti travi relativamente basse per coprire una luce così ampia in quanto soggette principalmente a sforzo assiale. Dato che una struttura di tale taglia in legno era senza precedenti, sono stati esaminati in laboratorio le tensioni alle giunture nelle sezioni e la stabilità dinamica sotto effetto dell'azione del vento. Tutta la struttura è protetta da un foglio a tenuta d'acqua di titanio zinco per prolungare la vita di servizio. I parapetti sono in legno di larice.

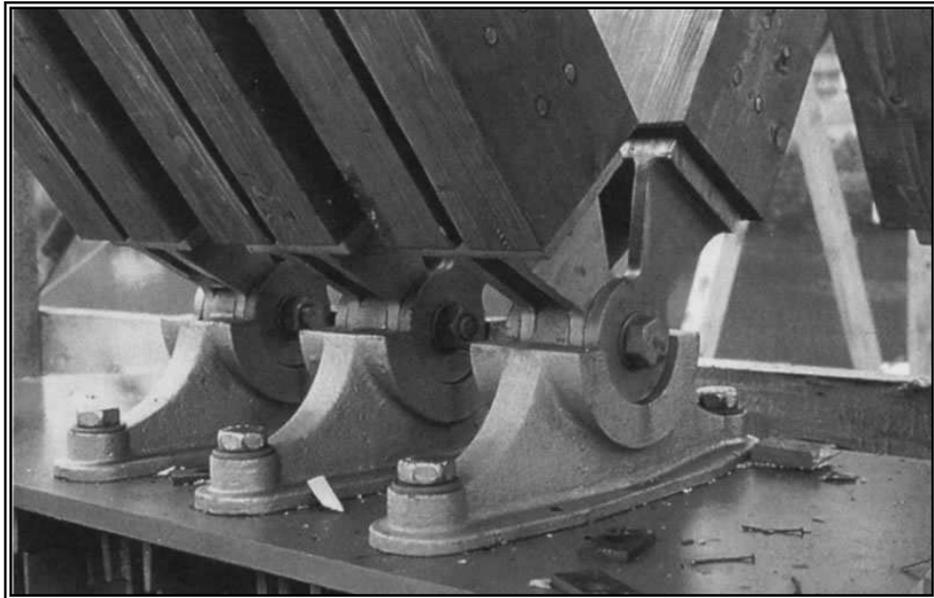


Figura 30: Particole della cerniera a perno.

## 6.8 Passerella pedonale sul Fiume Alb, Germania (1905/77)

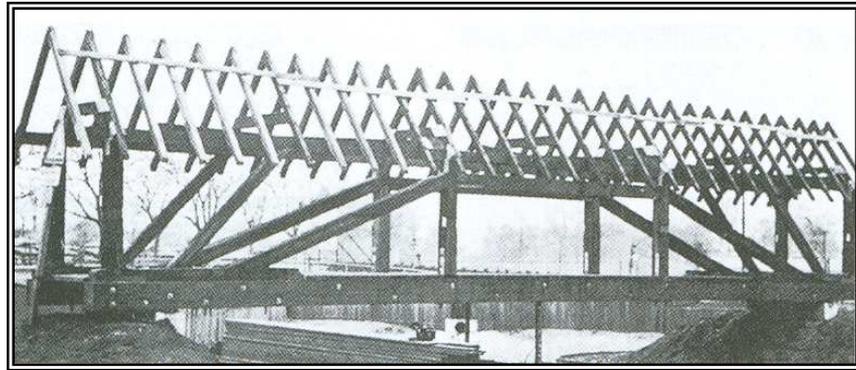


Figura 31: Vista del ponte al momento dello smontaggio.



Figura 32: Vista dall'interno.

Il ponte in legno fu realizzato originariamente nel 1905, venne poi smontato in occasione di uno spostamento e quindi restaurato e rimontato nel 1977. Le travi trasversali vennero sostituite, inoltre furono rinforzate le connessioni nodali e rinnovata la costruzione della copertura. La struttura portante è composta da due travi principali conformate come capriate combinate a tiranti e puntoni rinforzati. Le capriate sono composte da diagonali compresse, rompitratta, montanti di sospensione e travi trasversali, che sorreggono in direzione trasversale tavoloni.

L'irrigidimento orizzontale è svolto da controventi sotto l'impalcato e nel piano del tetto. La deviazione delle tensioni di appoggio del controvento superiore avviene tramite portali conformati come telai a due cerniere. La struttura è infine protetta da una semplice copertura a capriate semplici.

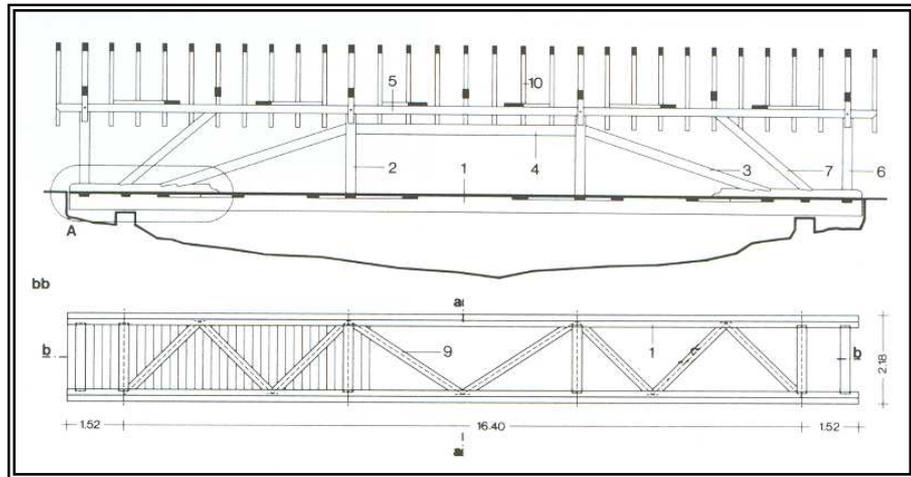


Figura 33: Vista dello schema statico lateralmente e dall'alto.

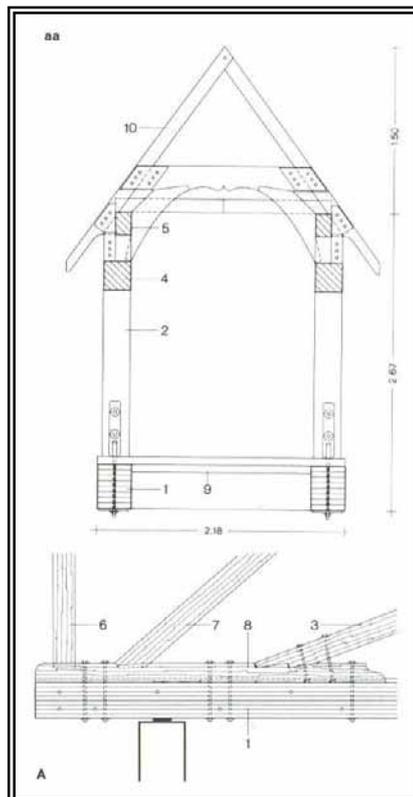


Figura 34: Sezione a-a e particolare A.

- 1- Trave trasversale 2 x 15/40
- 2- Montante di sospensione 24/24
- 3- Diagonale compressa 24/24
- 4- Rompitratte 24/24
- 5- Arcareccio inferiore 14/20
- 6- Montante 24/24
- 7- Diagonale compressa 14/20
- 8- Raddoppio 24/22
- 9- Tessitura a K 7/20
- 10- Falso puntone 10/12

## CAPITOLO 7

### STUDIO DEGLI EFFETTI DEL II° ORDINE

#### 7.1 Analisi Teorica.

Per strutture come un ponte sospeso è fondamentale durante lo studio dello schema statico e quindi delle sollecitazioni a cui è sottoposto, considerare gli effetti del secondo ordine. Con l'introduzione nei calcoli di questi effetti si considera il rapporto che intercorre fra le sollecitazioni sulla struttura e gli spostamenti a cui è soggetta la stessa. Inoltre risulta fondamentale nel caso di un ponte sospeso per determinare il contributo in rigidità che trasmette il cavo di sospensione all'impalcato.

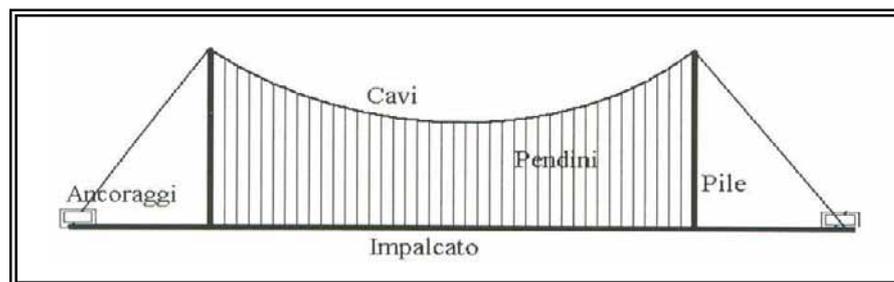


Figura 1: Terminologia.

Per contrastare la deformabilità dei ponti sospesi si costruisce l'impalcato con una trave irrigidente. Questa conformazione sarebbe staticamente determinata se si introducesse una cerniera in mezzeria oppure eliminando i cavi di sospensione. Eliminando la cerniera la struttura è pertanto, una volta iperstatica, se si considera che il cavo non cambia la sua forma possiamo calcolare il momento  $M$  dell'impalcato come la somma del momento  $M'$  dato dalla trave semplicemente appoggiata senza la sospensione e un momento  $h \cdot y$  in direzione opposta generato dai carichi variabili.

$$M = M' - h \cdot y$$

Generalmente come incognita si assume il valore della tensione orizzontale del cavo. Questa soluzione è chiamata comunemente teoria di Rankine, la quale,

come già è stato affermato, trascura gli spostamenti orizzontali della fune.

La ben più completa teoria del II° ordine, chiamata anche "Elastic theory", tiene conto del cambiamento della forma dovuto ai carichi esterni, ma prende in considerazione i soli spostamenti verticali.

Le ipotesi sotto le quali si lavora sono:

- ✓ Il peso proprio della struttura è uniforme ed è portato unicamente dai cavi di sospensione.
- ✓ La forma del cavo sotto il solo peso proprio è parabolica.
- ✓ I tiranti sono posti a distanza ravvicinata in modo tale che gli sforzi trasmessi dal cavo all'impalcato possano considerarsi distribuiti.
- ✓ I tiranti rimangono verticali e si trascura la loro deformazione a sforzo assiale in modo che le deformazioni del cavo e dell'impalcato sono le stesse. (Tiranti inestensibili)
- ✓ La rigidità dell'impalcato rimane costante.

Sotto queste assunzioni nasce la teoria di Freudenthal e Dishinger. Ma fu Melan, nel 1888, che applicò la teoria alla progettazione, in via teorica. Sarà nel 1929 che Steinman la includerà nel suo "Practical Treatise".

Sotto queste ipotesi, si considera gli effetti dovuti al cambiamento di forma del cavo scrivendo la 0 in questo modo:

$$M = M' - h \cdot y - (H + h) \cdot v \quad (0)$$

Dove  $v$  = abbassamento verticale del cavo,  $H$  = tensione orizzontale del cavo dovuta ai soli pesi propri.

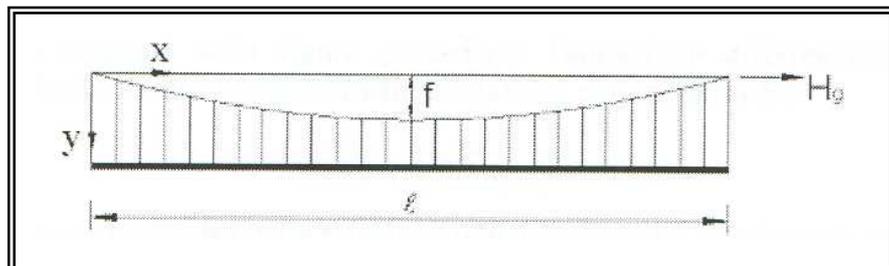


Figura 2: Notazioni usate.

Usando la notazione della figura, abbiamo:

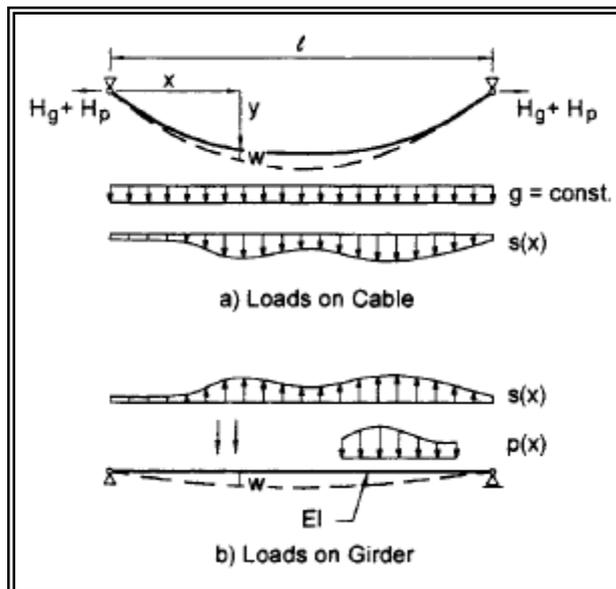
$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x) \quad y' = \frac{4f}{l^2} (l-2x) \quad y'' = \frac{4f}{l^2} \quad (1)$$

dove  $y$  = ordinata del cavo sotto il solo peso proprio. Con l'assunzione di queste relazioni è adesso possibile costruire le relazioni base per il cavo caricato dai soli pesi propri:

$$q_0 + H_g \cdot y'' = 0 \quad (2)$$

$$H_g = \frac{q_0 \cdot l^2}{8f} \quad (2)$$

$q_0$  = peso proprio uniforme, incluso il peso del cavo;  $H_g$  = componente orizzontale della trazione del cavo sotto i soli pesi propri. Nella Figura 124 sono mostrati i carichi che agiscono sull'impalcato e sul cavo. Quando il ponte non è caricato da nessun carico  $p(x)$  il momento flettente dell'impalcato è zero, e la componente orizzontale della forza del cavo è espressa dalla formula 0. Appena un carico viaggiante grava sul ponte nasce la forza  $s(x)$  trasmessa dai tiranti, considerati, peraltro, inestensibili. In pratica il carico aggiunto si



ripartisce tra la rigidità flessionale dell'impalcato e la rigidità assiale del cavo il quale risulterà gravato da una forza aggiuntiva  $H_p$  oltre che della forza  $H_{p0}$  dovuta al solo peso proprio  $P_0$  costante.

Figura 3: Carichi sull'impalcato e sul cavo.

Dalla condizione di equilibrio su un elemento di cavo si ricava l'equazione che descrive il cavo sospeso sotto i carichi viaggianti, per le notazioni si rimanda

alla Figura 2.

$$q_0 + s + (H_{p0} + H_p) \cdot (y'' + w'') = 0 \quad (3)$$

Per l'assunto 3 l'abbassamento del cavo  $w$  è uguale all'abbassamento dell'impalcato. Mentre  $w''$ =curvatura dell'impalcato irrigidente sotto i carichi variabili. Riarrangiando la 0 e possibile avere l'espressione per le forze dei tiranti.

$$s = -q_0 + (H_{p0} + H_p) \cdot (y'' + w'') \quad (4)$$

Con i carichi mostrati nella figura precedente l'equazione differenziale che descrive l'impalcato irrigidente, dotato di rigidezza flessionale  $EI$  è:

$$EI \cdot w^{iv} = p - s \quad (5)$$

Dove  $w^{iv}$  è la derivata quarta della flessione  $w$  dell'impalcato, sostituendo la 2 e la 4 dentro la 5 troviamo l'equazione base per l'impalcato sospeso.

$$EI \cdot w^{iv} - (H_{p0} + H_p) \cdot w'' = p + H_p \cdot y'' \quad (6)$$

L'equazione 6 è analoga a quella che descrive una trave soggetta a tensione assiale  $N$  e carico trasversale  $q$ :

$$EI \cdot w^{iv} - N \cdot w'' = q \quad (7)$$

$$\text{dove: } N = (H_{p0} + H_p) \quad \text{e} \quad q = p + H_p \cdot y'' = p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2}$$

Con le appropriate condizioni al contorno la 7 può essere risolta per trovare  $w$  e, conseguentemente, l'inclinazione  $\phi = w'$ , il momento  $M = -EI \cdot w''$ , e il taglio  $V = -EI \cdot w'''$ . Nella figura seguente troviamo una lista di soluzioni per la trave semplicemente appoggiata con i carichi generalmente di interesse per i ponti sospesi, la tavola è stata adattata da Gregor Wollman" che la ha estratta dai lavori di Petersen (1933) e Rubin e Vogel (1982) le soluzioni sono presentate in termini di coordinate adimensionali  $\xi = x/l$  e  $\xi' = 1 - x/l$ , inoltre, il comportamento dell'impalcato irrigidente è caratterizzato dal parametro:

$$\varepsilon = l \cdot \sqrt{\frac{H_{p0} + H_p}{EI}} \quad (8)$$

		deflection, $w(\xi)$	moment, $M(\xi)$
		$\left[ \frac{1}{\varepsilon^2} \left( \frac{\cosh \varepsilon (0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon / 2} - 1 \right) + \frac{\xi \xi'}{2} \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left( 1 - \frac{\cosh \varepsilon (0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon / 2} \right) q \ell^2$
$\varepsilon = \ell \sqrt{\frac{N}{EI}}$		$\left[ \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') + \frac{\xi}{2} (\alpha'^2 - \beta^2) \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q \ell^2$
		$\left[ \frac{1}{\varepsilon^2} \left( \frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) + \frac{1}{2} (\xi \xi' - \beta^2 - \alpha'^2) \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left( 1 - \frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} \right) q \ell^2$
		$\left[ \frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') + \frac{\xi'}{2} (\beta'^2 - \alpha^2) \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) q \ell^2$
		$\left( \alpha' \xi - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P \ell$
		$\left( \alpha \xi' - \frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P \ell$
		$\left( \xi - \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_i}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_i$
		$\left( \xi - \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_k}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_k$
		slope, $\varphi(\xi)$	shear, $V(\xi)$
		$\left( \frac{1}{2} - \xi - \frac{\sinh \varepsilon (0.5 - \xi)}{\varepsilon \cosh \varepsilon / 2} \right) \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon (0.5 - \xi)}{\varepsilon \cosh \varepsilon / 2} q \ell$
$\varepsilon = \ell \sqrt{\frac{N}{EI}}$		$\left[ \frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') + \frac{\alpha'^2 - \beta^2}{2} \right] \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q \ell$
		$\left( \frac{\cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} + \frac{1 + \alpha'^2 - \beta^2 - \xi}{2} \right) \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} q \ell$
		$\left[ \frac{\cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) + \frac{\alpha^2 - \beta'^2}{2} \right] \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') q \ell$
		$\left( \alpha' - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{P}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} P$
		$\left( \frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} - \alpha \right) \frac{P}{N}$	$- \frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} P$
		$\left( \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) \frac{M_i}{N \ell}$	$- \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_i}{\ell}$
		$\left( 1 - \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_k}{N \ell}$	$\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_k}{\ell}$

Figura 4: Sollecitazioni per una trave semplicemente appoggiata e soggetta a carico assiale.

In pratica il problema si riconduce alla determinazione della forza orizzontale  $H_p$ . Vi sono molte formule in grado di determinare il valore di  $H$  in

maniera più o meno approssimata, sono qui presentate le formule di Steinman (1959), la cui teoria è stata chiamata "il metodo esatto"; tali formule permettono di determinare in maniera stupefacentemene accurata l'incremento di tensione nel cavo dovuto ad un carico viaggiante sul ponte od ad una variazione di temperatura.

Le seguenti semplificazioni sono state usate nelle formule:

- ✓ I tiranti sono posti a distanza ravvicinata in modo tale che gli sforzi trasmessi dal cavo all'impalcato possano considerarsi distribuiti.
- ✓ I tiranti, sotto carichi mobili, rimangono verticali e si trascura la loro deformazione a sforzo assiale in modo che le deformazioni del cavo e dell'impalcato sono le stesse. (Tiranti inestensibili).
- ✓ Il peso proprio della struttura è uniforme ed è portato unicamente dai cavi di sospensione.
- ✓ La forma del cavo sotto il solo peso proprio è parabolica, in pratica la forza orizzontale del cavo  $H_w$  è costante per tutta la lunghezza del cavo.
- ✓ La rigidità dell'impalcato rimane costante.
- ✓ Le pile possono considerarsi incernierate alla base, oppure possono avere alta flessibilità o, equivalentemente, i cavi possono scorrere in testa alle pile.

Introduciamo un po' di notazione [N, m, Cc, s] aiutandosi con la figura sottostante.

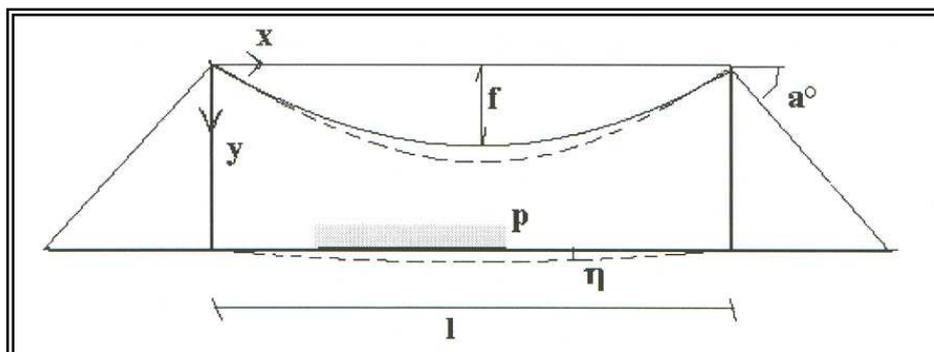


Figura 5: Notazioni.

$w$  = peso proprio (impalcato, cavi e tiranti) N/m

$H_w$  = Tensione orizzontale nel cavo dovuta ai pesi propri

$H$  = tensione orizzontale nel cavo dovuta ai pesi variabili e a  $\Delta t$

$\alpha$  = angolo della corda del cavo rispetto all'orizzontale (generalmente  $0^\circ$ )

$n = f/l$  = rapporto della freccia per la campata principale

$\Delta t$  = variazione di temperatura  $^\circ\text{C}$

$\omega$  = coefficiente di espansione termica

$l$  = lunghezza della campata principale

$f$  = freccia del cavo

$A_c$  = Area del cavo

$\Delta l$  = spostamento pila sinistra

$\Delta d$  = spostamento pila destra

$I$  = momento d'inerzia dell'impalcato

$E$  = modulo di Young dell'impalcato

$E_c$  = modulo di Young dei cavi

$p$  = carico variabile uniforme N/m

$P$  = carico variabile concentrato

$\eta$  = flessione dell'impalcato

$\theta$  = rotazione dell'impalcato

$L_s$  = funzione di lunghezza del cavo

$L_t$  = funzione di lunghezza del cavo

Possiamo adesso calcolare le seguenti costanti, alcune delle quali già incontrate.

$$H_w = \frac{pl^2}{8f} \quad (1)$$

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x) \quad (1)$$

Dall'espansione binomiale abbiamo la lunghezza del cavo per la catenaria

$$L_T = \sum l \left( \sec^2 \alpha + \frac{16}{3} n^2 \right) ; L_T = l \left( 1 + \frac{16}{3} n^2 \right) \quad (2)$$

inoltre si trova la lunghezza del cavo considerato parabolico

$$L_S = \sum l \cdot \sec^3 \alpha (1 + 8n^2) ; L_S = l(1 + 8n^2) \quad (3)$$

Il metodo di Steinman (1953) è stato utilizzato con successo per la costruzione dei più grandi ponti sospesi al mondo di allora, quando ancora non si poteva ricorrere all'utilizzo del calcolatore elettronico. La maggior parte dei grandi ponti sospesi attuali sono stati progettati con la "deflection theory", ossia con il metodo di Steinman. Il metodo consiste nell'approssimarsi alla soluzione grazie a iterazioni ed errori successivi. L'unico svantaggio che il metodo aveva all'epoca era il grande dispendio di tempo per portare avanti tutte le iterazioni. Oggigiorno grazie ad un comune foglio elettronico è possibile computare tutte le iterazioni in pochi secondi, chiunque abbia voglia di costruirsi un foglio di calcolo atto a computare le formule di Steinman non potrà che rendere onore al grande progetto sta che si sorbiva una computazione veramente lunga e difficile. Il valore di H varia con il variare del carico variabile e con la variazione di temperatura, inoltre la sovrapposizione delle varie condizioni di carico, nonostante non sia formalmente corretta, è comunque ammissibile come dimostrato da Tsien (1949).

Scriviamo il valore di H in funzione delle varie condizioni di carico

$$H = \frac{\sum (A) \pm rc^2 \cdot EI \cdot \omega \Delta t \cdot L_T}{\frac{2}{3} \sum (fl) - \sum \left( \frac{L_C}{rc^2} \right) + rc^2 \frac{EI}{E_C A_C} L_S} \quad (4)$$

Dove con il simbolo di somma  $\sum$  si intende la somma delle varie combinazioni di carico mentre il parametro A è una funzione dei carichi variabili. Prima di spendere alcune considerazioni sulla formula diamo un senso ai vari parametri.

$$r = \frac{l^2}{8f} ; c^2 = \frac{H_w + H}{EI} ; d = \frac{\sinh cl}{1 + \cosh cl} ; L_C = l - \frac{2d}{c}$$

Possiamo dividere entrambi i termini della formula di H per  $rc^2 EI$ ,

$$H = \frac{\frac{\sum(A)}{rc^2 EI} \pm \omega \Delta t \cdot L_T}{\left[ \frac{2}{3} \sum(fl) - \sum\left(\frac{L_C}{rc^2}\right) \right] / rc^2 \cdot EI + \frac{L_S}{E_C A_C}} = \frac{k \cdot \Delta a \pm \Delta t}{k_1 \Delta i + \Delta_c} \quad (5)$$

Nella formula 5 il primo termine a numeratore è il contributo dei carichi variabili sull'impalcato; all'aumentare del carico il valore di H aumenta, questo termine  $\Delta a$ , rappresenta lo scostamento orizzontale del cavo che si dovrebbe imprimere alle estremità per avere la stessa deformazione che si ottiene con l'applicazione del carico variabile.

Il secondo termine tiene conto della variazione di temperatura, si usa  $-\Delta t$  per un aumento di temperatura. Un aumento di temperatura porta ad una diminuzione del numeratore e, pertanto, ad una diminuzione di H. Questo è facilmente spiegabile considerando il funzionamento di un ponte sospeso, quando un carico di qualsiasi tipo entra in gioco, come per esempio un carico distribuito sull'impalcato, questo si distribuisce fra il cavo e l'impalcato in maniera proporzionale alle rigidzze relative, una quota parte viene assorbito dalla rigidzza flessionale dell'impalcato mentre la restante quota parte viene presa dalle funi che pertanto aumentano il proprio tiro. Adesso se consideriamo una variazione di temperatura positiva, ossia un incremento di temperatura, questa si riflette in un allungamento del cavo, questo allungamento fa sì che una quota parte degli sforzi prima presi dai cavi di sospensione si ridistribuiscono sull'impalcato, aumentando il momento flettente di quest'ultimo. In pratica si potrebbe figurare quello che succede pensando che il cavo, aumentando la propria lunghezza, "appoggia" un po' del peso portato sull'impalcato.

Per quanto riguarda i termini a numeratore, l'aumento di H nel cavo dovuto ai carichi variabili produce un aumento di momento flettente nell'impalcato e un aumento di sforzo assiale nel cavo, come si evince dalla 5. Se moltiplichiamo il secondo termine a denominatore per H troviamo lo spostamento orizzontale alle estremità del cavo, di segno contrario a  $\Delta a$ ,

dovuto all'allungamento del cavo.

Il primo termine a denominatore, sempre causato da H, è, una volta moltiplicato per h, direttamente proporzionale allo scostamento orizzontale alle estremità del cavo dovuto alla flessione dell'impalcato.

Ovviamente la somma di questi scostamenti virtuali deve essere zero ossia:

$$H \cdot (k_1 \cdot \Delta_i + \Delta_C) = k \cdot \Delta_a \pm \Delta_i$$

Se si assumesse che il cavo rimanga parabolico sia sotto il peso proprio sia sotto il carico variabile le costanti k e  $k_1$  sarebbero uguali all'unità come avviene nella teoria elastica e in quella di Rankine."

Si noti che se sia il carico variabile sia la variazione di temperatura è assente ( $A = 0$  e  $\Delta_t = 0$ ) la variazione di H è zero, questo non significa che il cavo non è caricato, ma vuoi dire che il cavo in è in condizione di equilibrio e supporta solo il peso proprio del ponte, la tensione orizzontale uniforme, in questo caso, è unicamente  $H_w$ .

Indichiamo di seguito i due casi fondamentali A di carico variabile sul ponte, tutti gli altri possono essere derivati per sovrapposizione.

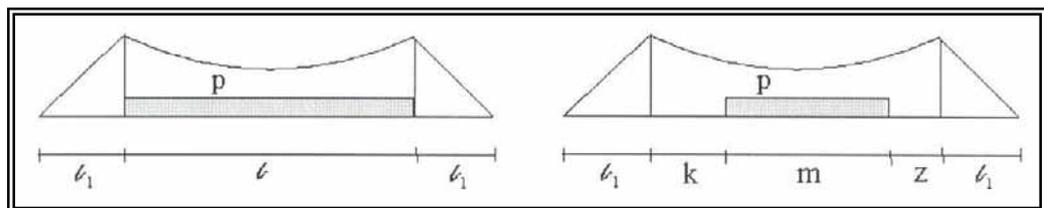


Figura 6: Possibili carichi variabili.

Con riferimento alla figura abbiamo nel caso di carico uniforme su tutta la campata,

$$A = \frac{1}{12} pl^3 - \frac{1}{c^2} pL_c$$

mentre nel caso di carico parzialmente distribuito, seguendo la notazione di Figura 6,

$$A = \frac{1}{4} pm \left[ k(l-k) + z(l-z) + \frac{1}{3} m^2 \right] - \frac{1}{c^2} B_l$$

$$B_l = p \cdot \left[ m - \frac{(1-d)}{2c} (e^{cm} - 1)(e^{ck} + e^{cz}) \right]$$

Adesso abbiamo tutti gli elementi per calcolare H correttamente, si noti come questo termine compare anche nel membro di destra dell'equazione di Steinman; si trova, infatti, all'interno del termine  $c^2$ . Per calcolare H si assume un valore, inizialmente casuale, e si inserisce nella parte destra dell'equazione controllando che il risultato sia lo stesso, altrimenti si ripete l'operazione fino all'approssimazione voluta, si noti possono volerci pochi passaggi, 3 o 4 nel caso di carico parziale, ma anche più di 20 in alcune situazioni. Facilmente ci si rende conto di come il calcolo a mano sia dispendioso in termini di tempo.

Il valore di H così determinato può essere inserito all'interno della formula 0 per determinare, con l'aiuto dell'analogia con la trave semplicemente appoggiata, le sollecitazioni massime in campata.

Parametri caratteristici dei ponti sospesi.

Spendiamo due parole sui parametri caratteristici dei ponti sospesi  $\alpha^2$  e  $\lambda^2$ . Questi parametri descrivono in maniera univoca il comportamento di un ponte sospeso.

$$\lambda^2 = \left( \frac{pl}{H_w} \right)^2 \cdot \frac{l}{(H_w L_s / E_c A_c)} \quad ; \quad \alpha^2 = \frac{EI}{H_w l^2}$$

Il parametro  $\lambda^2$  indica la relazione fra la rigidezza geometrica ed elastica del cavo, il parametro aumenta generalmente con l'aumentare della sezione dei cavi ma anche con l'aumentare della rigidezza dell'impalcato. Diminuisce drasticamente con il diminuire della freccia. Generalmente per i grandi ponti sospesi ha un valore che si aggira tra 80 e 250, per le piccole strutture <90m il valore si aggira tra 10 e 80. Assume valore infinito per un cavo inestensibile e ha valori molto piccoli nel caso di un cavo altamente flessibile. Da  $\lambda$  possiamo dedurre la quota parte di rigidezza assegnata ai cavi all'intero del sistema iperstatico del ponte. Il momento flettente in campata non è strettamente

dipendente da questo parametro.

Il parametro  $\alpha^2$  è il ben noto fattore di rigidezza di Steinman, misura il rapporto fra la rigidezza elastica della trave e il carico gravitazionale sul cavo, quando sulla struttura non vi siano carichi variabili. Il valore del parametro, come si può facilmente dedurre dalla sua definizione aumenta all'aumentare della rigidezza dell'impalcato, per grandi strutture assume valori dell'ordine di  $10^{-3}$  -  $10^{-4}$ . Nel caso di piccole passerelle può arrivare ad avere valori nell'ordine di  $10^{-1}$ . All'aumentare di  $\alpha^2$  aumenta il valore del massimo momento flettente in campata, a parità di  $\lambda$ ,  $p$  ed  $l$ .

Per tutta la trattazione esposta qui sopra è stato preso come riferimento: *Preliminary Analysis of Suspension Bridges*, by Gregor P. Wollmann in *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, N° 4, July-August pag. 227-233.

## 7.2 Modello agli elementi finiti, ed effetti del II° ordine.

Dopo aver visto come è possibile considerare gli effetti del secondo ordine in forma chiusa per il calcolo dei ponti sospesi, con la teoria Elastica. Bisogna vedere come è possibile considerare questi effetti nel modello che svilupperemo agli elementi finiti con il programma Sap 2000 Nonlinear 8.1.2. Per poter capire come si comporta il programma nel considerare questi effetti, è possibile analizzare un esempio semplice che è possibile confrontare con dei risultati facilmente ricavabili da forme chiuse. Per la precisione la risoluzione di questo problema è possibile affrontarlo in due modi, considerando una Forza P-Delta “forza assiale che al movimento del cavo, cercherà di ripristinare in parte la posizione a seconda dell’entità della forza” che si basa su un’analisi statico lineare, oppure effettuando un’analisi statico non lineare considerando gli effetti P-Delta. I valori ottenuti con questi due metodi implementati nel Sap 2000, saranno confrontati con i risultati ottenuti con le formule presentate in Timoshenko (1956). Per la precisione saranno confrontati i valori della deviazione e del momento flettente del punto centrale, considerato nella condizione in cui non ci sia lo sforzo assiale di trazione e che ci sia lo sforzo assiale di trazione, il tutto valutato nei due metodi sopra citati.

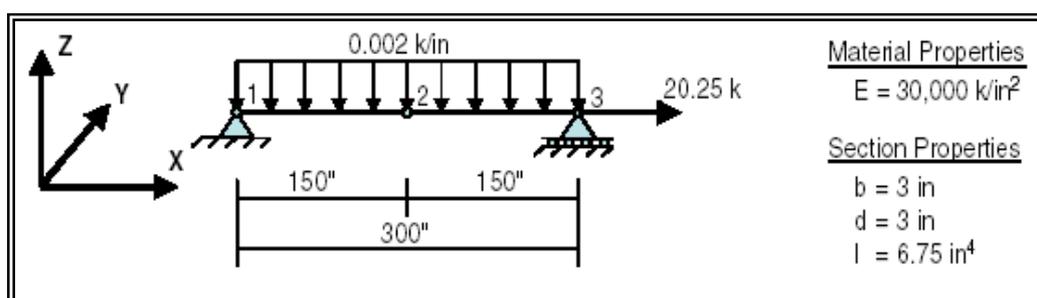


Figura 7: Problema studiato per il confronto.

Per il calcolo in forma chiusa dei risultati sono state considerate le seguenti formule tratte da Timoshenko (1956):

$$Y_{\max} = \frac{5\omega L^4}{384EI} \cdot \frac{\frac{1}{\cosh U} - 1 + \frac{U^2}{2}}{\frac{5}{24} \cdot U^4}$$

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8} \cdot \frac{2(\cosh U - 1)}{U^2 \cdot \cosh U}$$

$$U^2 = \frac{SL^2}{4EI}$$

Dove è considerato:

S = tensione assiale

L = lunghezza

E = modulo di elasticità

I = momento d'inerzia

$\omega$  = carico uniforme

U = fattore definito come sopra

I calcoli hanno dato i seguenti risultati:

nel caso in cui non ci sia la tensione assiale;

$$Y_{\max} = \frac{5\omega L^4}{384EI} = \frac{5(-0.002) \times 300^4}{384 \times 30000 \times 6.75} = -1.041666667 \text{ in}$$

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{0.002 \times 300^2}{8} = 22.5 \text{ K-in}$$

nel caso in cui sia presenta anche la tensione assiale;

$$U = \sqrt{\frac{SL^2}{4EI}} = \sqrt{\frac{20.25 \times 300^2}{4 \times 30000 \times 6.75}} = 1.5$$

$$Y_{\max} = \frac{5\omega L^4}{384EI} \cdot \frac{\frac{1}{\cosh U} - 1 + \frac{U^2}{2}}{\frac{5}{24} \cdot U^4} = -1.041666667 \times \frac{\frac{1}{\cosh 1.5} - 1 + \frac{1.5^2}{2}}{\frac{5}{24} \times (1.5)^4}$$

$$Y_{\max} = -1.041666667 \times 0.5215725 = -0.5433047 \text{ in}$$

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8} \cdot \frac{2(\cosh U - 1)}{U^2 \cdot \cosh U} = 22.5 \times \frac{2((\cosh 1.5) - 1)}{(1.5)^2 \times \cosh 1.5} = 11.49808 \text{ K-in}$$

è possibile fare ora i confronti con i risultati ottenuti mediante il programma Sap 2000, di seguito vediamo i risultati paragonati.

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
A	1	U <sub>z</sub> (midpt) in	-1.04167	-1.04167	0%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	22.500	22.500	0%

Tabella 1: Risultati paragonati nel caso di assenza di sforzo assiale.

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
B	1	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54555	-0.54330	+0.41%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.453	11.498	-0.39%
C	2	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54343	-0.54330	+0.02%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.495	11.498	-0.03%
D	16	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54330	-0.54330	0%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.498	11.498	0%

Tabella 2: Risultati paragonati nel caso di sforzo assiale ed analisi statico lineare con P-Delta Force.

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
E	1	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.59524	-0.54330	+9.56%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	10.446	11.498	-9.15%
F	2	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.55651	-0.54330	+2.43%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.231	11.498	-2.32%
G	4	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54662	-0.54330	+0.61%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.431	11.498	-0.58%
H	384	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54330	-0.54330	0%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.498	11.498	0%

Tabella 3: Risultati paragonati nel caso di sforzo assiale ed analisi statico non lineare e P-Delta Force.

Analizzando i risultati ottenuti, possiamo vedere come il metodo più accurato per poter considerare gli effetti del II° ordine, è quello di una analisi statico lineare con P-Delta Force, che considerando un elemento suddiviso in 16 più piccoli elementini, affina il calcolo fino ad ottenere esattamente il risultato ottenuto in forma chiusa. Il risultato esatto viene ottenuto anche con l'analisi statico non lineare con P-Delta Force, ma in questo caso l'elaboratore deve compiere un lavoro notevolmente più lungo, dovendo affinare il calcolo considerando ben 384 elementini paragonati ad i 16 di prima. Pertanto nello sviluppo del modello agli elementi finiti del nostro ponte, verrà effettuato un calcolo con l'analisi statico lineare con P-Delta Force, di più facile esecuzione e di uguale efficacia.

### **7.2.1 Modello agli elementi finiti per la struttura oggetto di studio.**

Lo schema statico della struttura oggetto di studio non è di facile interpretazione, in quanto composta da uno schema a sospensione, sia da uno schema a cavalletto. Il problema per poter controllare in forma chiusa i risultati ottenuti dal modello, consiste nel fatto che noi conosciamo la soluzione per uno schema a sola sospensione e non composto con un altro schema. Infatti in fase di esercizio con carichi mobili sul ponte, parte dei carichi andranno divisi in parti non note a priori su i due distinti schemi. Nella fase iniziale però siamo noi che controlliamo la ripartizione dei carichi, in quanto il peso proprio di tutto il ponte lo facciamo ricadere sulla sospensione. Al momento della costruzione le travate principali verranno sollevate con i pendini in modo da rendere scariche le stesse e dare una controfreccia alla travata in modo da renderla orizzontale sotto i carichi propri. Per vedere la bontà del modello agli elementi finiti "analisi statico lineare con P-Delta Force", potremo confrontare i risultati ottenuti considerando i soli pesi propri ed il solo schema statico di sospensione, che come ho appena accennato essere l'unico a lavorare con questi carichi.

I risultati ottenuti dal modello creato con il Sap, ha dato un valore di sforzo assiale nel cavo di sospensione pari a 104,015 Kn, paragonati ad i 106,22 Kn ottenuti con la forma chiusa derivante dalla "Elastic theory".

L'errore commesso è quindi molto modesto e pari al 2,007 %, e pertanto del tutto accettabile per il progetto in esame.

## CAPITOLO 8

### PROGETTAZIONE SECONDO L'EC

#### 8.1 Nozioni di base.

Per la progettazione è stato deciso di adottare una teoria agli stati limite. La motivazione principale consiste nel fatto di trattare una struttura in legno, le quali in tutta Europa vengono progettate con l'utilizzo di queste metodologie. Sono stati utilizzati quindi l'EC 1, e l'EC 5 in particolare per le parti in legno oltre agli EC 2, 3, 7 e 8 per parti in c.a, acciaio e le problematiche riguardanti le fondazioni e la progettazione in ambiente sismico. Gli Eurocodici sono normative agli *stati limite*; ciò significa che i requisiti concernenti la sicurezza strutturale sono legati a stati chiaramente definiti oltre i quali la struttura non soddisfa più specifici criteri prestazionali. Nel sistema degli Eurocodici sono considerati solo due tipi di stato limite:

- ✓ *lo stato limite ultimo*;
- ✓ *lo stato limite di esercizio*.

Gli *stati limite ultimi* sono quelli associati al collasso della struttura o ad altre forme di rottura strutturale, e comprendono:

- ✓ perdita dell'equilibrio;
- ✓ collasso dovuto a deformazioni eccessive;
- ✓ trasformazione della struttura in un meccanismo;
- ✓ rottura;
- ✓ perdita di stabilità.

Gli *stati limite di esercizio* comprendono deformazioni che influenzano l'aspetto o l'uso effettivo della struttura, vibrazioni che causano disagio alle persone o danno alla struttura; danni (incluse le fessurazioni) che è probabile abbiano un effetto sfavorevole sulla durabilità della struttura.

### 8.1.1 Verifiche di sicurezza.

Negli Eurocodici le verifiche di sicurezza sono basate sul metodo dei coefficienti parziali di sicurezza, dove i parametri principali sono le azioni, le proprietà dei materiali e i dati geometrici. Normalmente questi parametri sono variabili stocastiche con funzioni di distribuzione del tipo di quelle illustrate nella figura 1 per gli effetti delle azioni ( $S$ ) e le corrispondenti resistenze ( $R$ ): ad esempio tensioni di flessione e resistenza a flessione o lo sforzo normale in un pilastro caricato assialmente e il carico d'instabilità. Le distribuzioni hanno i valori medi  $S_{mean}$  e  $R_{mean}$  e ad esse possono essere assegnati i valori caratteristici  $S_k$  e  $R_k$  definiti come frattili della distribuzione. Per le azioni viene generalmente usato il frattile superiore, ma in alcuni casi può essere più appropriato un valore inferiore, come ad esempio nel caso di azioni che abbiano un effetto favorevole. Per le resistenze viene generalmente usato un frattile inferiore o il valore medio, ma in casi eccezionali può essere più appropriato un valore superiore della resistenza.

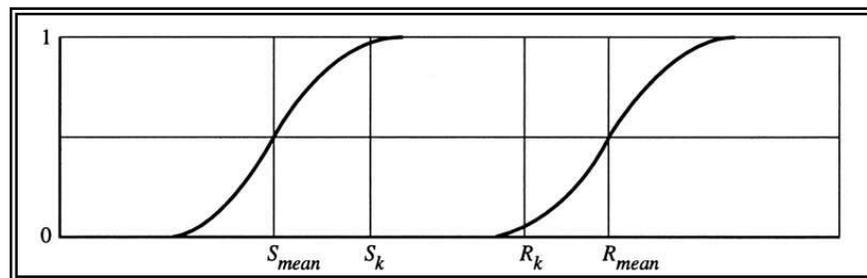


Figura 1: Distribuzione statistica (idealizzata) degli effetti delle azioni ( $S$ ) e delle resistenze ( $R$ ). La probabilità cumulativa è indicata con  $P$ .

Lo scopo della progettazione è di raggiungere una bassa probabilità di rottura, cioè una bassa probabilità di ottenere valori delle azioni più alti dei valori delle resistenze. Questo, nel metodo dei coefficienti parziali, è ottenuto usando valori di progetto trovati rispettivamente moltiplicando i valori caratteristici delle azioni e dividendo i valori caratteristici delle resistenze per i coefficienti parziali di sicurezza.

In tutte le situazioni di progetto determinanti deve essere verificato che gli stati limite non vengano raggiunti quando vengono utilizzati nel modello di

calcolo i valori di progetto per le azioni, le proprietà dei materiali e i dati geometrici. In particolare deve essere verificato che:

- ✓ gli effetti delle azioni non superino la resistenza di progetto agli stati limite ultimi,
- ✓ gli effetti delle azioni non superino i limiti prestazionali per gli stati limite di esercizio.

In termini simbolici, agli stati limite ultimi corrispondenti alla rottura, deve essere verificato che:

$$S_d < R_d$$

Per gli stati limite ultimi relativi all'equilibrio statico o a grandi spostamenti di corpo rigido della struttura, la corrispondente espressione è:

$$S_{d,dst} < R_{d,stab}$$

Per gli stati limite di esercizio deve essere verificato che:

$$S_d < C_d$$

Dove in tutte le espressioni si intende:

- ✓  $S_d$  è il valore di progetto degli effetti delle azioni quali sforzo normale, momento o un vettore di alcune forze o momenti, spostamenti o accelerazioni,
- ✓  $R_d$  è il corrispondente valore di progetto della resistenza,
- ✓  $S_{d,dst}$  è il valore di progetto degli effetti di azioni destabilizzanti,
- ✓  $S_{d,stab}$  è il valore di progetto di azioni stabilizzanti,
- ✓  $C_d$  è un valore prescritto.

### 8.1.2 Valori rappresentativi e caratteristici.

Per le normali situazioni di progetto, viene fatta una distinzione tra le azioni permanenti (indicate con  $G$ ) e le azioni variabili (indicate con  $Q$ ). Le azioni possono essere dirette (carichi, forze) o indirette (derivanti da deformazioni imposte o limitate, ad es. da variazioni di umidità, variazioni di temperatura).

Il valore rappresentativo principale è il valore caratteristico  $G_k$  o  $Q_k$ . Altri valori rappresentativi sono:

valori di combinazione dati da:  $\psi_0 Q_k$

valori frequenti dati da:  $\psi_1 Q_k$

valori quasi permanenti dati da:  $\psi_2 Q_k$

Per le azioni permanenti il valore caratteristico in molti casi è il valore medio. Comunque, in due casi è necessario usare sia un valore superiore ( $G_{k,sup}$ ) che inferiore ( $G_{k,inf}$ ): quando il coefficiente di variazione è maggiore di 0,1 e se la struttura è molto sensibile a variazioni del valore di  $G$ . Le proprietà dei materiali corrispondono o al valore medio o al quinto percentile determinati secondo procedure definite in norme di supporto. I valori medi sono utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio. I valori al quinto percentile sono utilizzati per tutte le proprietà (resistenza, rigidezza e massa volumica) relative agli stati limite ultimi. I valori geometrici caratteristici, quali luci, dimensioni delle sezioni, deviazioni dall'andamento rettilineo, generalmente corrispondono ai valori definiti nel progetto o a valori nominali.

### 8.1.3 Combinazioni di carico.

Le azioni di progetto possono essere differenti per differenti stati limite e vengono ricavate come descritto di seguito. Una disposizione di carico identifica la posizione, l'ampiezza e la direzione di un'azione. Secondariamente, le azioni vengono combinate secondo la seguente espressione simbolica:

$$\sum \gamma_{Gi} G_{Ki} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i}$$

dove  $\gamma_{\square}$  sono i coefficienti parziali (coefficienti di carico) per le azioni considerate, valutando la possibilità di deviazioni sfavorevoli delle azioni, la possibilità di una imprecisa modellazione delle azioni e le incertezze nella valutazione degli effetti delle azioni.

I valori rappresentativi moltiplicati per i coefficienti  $\gamma$  ( $\gamma_G G_K, \gamma_{Q,1} Q_{K,1}, \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i}$ ) vengono chiamati azioni di progetto. Il principio è perciò che un'azione variabile con il suo valore caratteristico sia a turno combinata con le azioni permanenti e tutte le altre azioni variabili con il loro valore di combinazione  $\psi_0 Q_k$ .

Infine, gli effetti ( $S$ ) delle azioni (ad esempio forze interne e momenti, tensioni, sforzi e spostamenti) sono determinati dai valori di progetto delle azioni, dati geometrici e, ove necessario, dalle proprietà dei materiali ( $X$ ):

$$S_d = S(F_{d,1}, F_{d,2}, \dots, a_{d,1}, a_{d,2}, \dots, X_d, \dots)$$

Nell'EC 5 la combinazione di carico per gli stati limite di esercizio "condizioni persistenti e transitorie" è data da:

$$\sum G_{K,i} + Q_{K,1} + \sum \psi_{1,i} Q_{K,i}$$

quella per gli stati limite ultimi "condizioni persistenti e transitorie" è:

$$\sum \gamma_{G,i} G_{K,i} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i}$$

quella per gli stati limite ultimi "evento sismico" è:

$$\sum G_{K,i} + \gamma_1 A_{Ed} + \psi_{2,i} Q_{K,i}$$

quella per gli stati limite ultimi "condizioni eccezionali" è:

$$\sum \gamma_{GA,i} G_{K,i} + A_d + \psi_{1,1} Q_{K,1} + \psi_{2,i} Q_{K,i}$$

Il valore di progetto  $X_d$  di una proprietà del materiale con il suo valore caratteristico  $X_k$  è data da:

$$X_d = \frac{K_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M}$$

- ✓  $\gamma_M$ : è il coefficiente parziale di sicurezza per le proprietà del materiale.
- ✓  $K_{\text{mod}}$ : è un fattore di modificazione che prende in considerazione gli effetti della durata del carico e del contenuto di umidità sui

parametri di resistenza. Questo fattore dipende dalla Classe di Servizio alla quale la struttura appartiene e dalla Classe di durata del Carico.

Esistono tre *Classi di Servizio*, indicate con 1, 2 e 3. Le classi 1 e 2 sono caratterizzate da valori del contenuto di umidità dell'aria circostante. Nella classe di Servizio 1 l'umidità media di equilibrio nel legno per la maggior parte delle conifere non dovrà superare il 12%, nella Classe di Servizio 2 non dovrà superare il 20%. Non esistono limiti per la Classe di Servizio 3.

Ci sono cinque *Classi di durata del Carico*, caratterizzate dalla durata accumulata del carico caratteristico. In generale viene assunto che la correlazione tra la resistenza ( $R$ ), e i parametri di resistenza ( $f$ ), i parametri di rigidezza ( $E$ ) e i dati geometrici ( $a$ ) sia conosciuta. In questo caso i valori di progetto possono essere utilizzati per determinare la resistenza di progetto:

$$R_d = R(f_{1,d}, f_{2,d}, \dots, E_{1,d}, E_{2,d}, \dots, a_{1,d}, a_{2,d}, \dots)$$

Il valore di progetto  $R_d$  può anche essere determinato direttamente dai valori caratteristici determinati dalle prove:

$$R_d = \frac{K_{mod} R_k}{\gamma_M}$$

Nel caso di strutture in cui la resistenza dipenda da più di un materiale, es. legno e acciaio o pannelli a base di legno, può risultare difficoltoso scegliere il corretto valore di  $K_{mod}$ . È sempre naturalmente a vantaggio di sicurezza utilizzare il valore più basso tra i materiali utilizzati.

Tutte le strutture devono essere progettate in maniera tale da non poter essere danneggiate da eventi quali esplosioni, urti, o conseguenze di errori umani tali da provocare conseguenze sproporzionate rispetto all'evento originale. I mezzi per raggiungere tali scopi includono:

- ✓ eliminare la possibilità che gli eventi sopra menzionati si verificino;

- ✓ scegliere una tipologia strutturale che abbia una bassa sensibilità ai pericoli considerati o che possa sopravvivere adeguatamente alla rimozione accidentale di un singolo elemento.

Nel nostro caso è opportuno verificare la resistenza della struttura sotto un'ondata di piena del fiume.

Nel nostro caso particolare, di struttura in legno per un ponte pedonale, sono stati presi tutti i seguenti valori per i vari fattori e coefficienti parziali.

Carico	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
$Q_{K1}$ = Carico da Folla	$\psi_{0,1} = 0,4$	$\psi_{1,1} = 0,4$	$\psi_{2,1} = 0$
$Q_{K2}$ = Carico da Vento	$\psi_{0,2} = 0$	$\psi_{1,2} = 0,5$	$\psi_{2,2} = 0$
$Q_{K3}$ = Carico da Neve	$\psi_{0,3} = 0,6$	$\psi_{1,3} = 0,2$	$\psi_{2,3} = 0$
$Q_{K4}$ = Effetto Termico	$\psi_{0,4} = 0,6$	$\psi_{1,4} = 0,6$	$\psi_{2,4} = 0,5$

Tabella 1: Valori di combinazione

Classe di Servizio 3					
Durata	Perman.	Lunga D.	Media D.	Breve D.	Istanta.
$K_{mod}$	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9

Tabella 2: Valori di  $K_{mod}$  in funzione della classe di servizio e durata.

Valori dei coefficienti parziali	
$\gamma_{G,Inf.}$	1,00
$\gamma_{G,Sup.}$	1,35
$\gamma_{Q1}$	1,35
$\gamma_{Qi}$	1,50
$\gamma_{GA}$	1,00
$\gamma_{M"acciaio"}$	1,10
$\gamma_{M"legno"}$	1,30

Tabella 3: Valori dei coefficienti parziali.

#### 8.1.4 Le azioni prese in considerazione.

Per il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono state considerate varie forze agenti. Oltre al peso proprio della struttura derivata dalla massa

volumica, è stato considerato il carico da folla, l'azione del vento, della neve, variazione termica, sismica ed eccezionale.

Il carico derivante dalla folla, sull'EC viene prescritto variabile a seconda della lunghezza della passerella pedonale, partendo da un massimo di 5 Kn/mq fino a 2,5 Kn/mq al crescere della lunghezza; nel nostro caso è previsto un carico uniforme  $q = 4,0 \text{Kn/mq}$  comprensivo dell'amplificazione dinamica. Per il vento a differenza della normativa italiana, la quale prevede una  $F=250 \text{Kg/mq}$ , deve essere effettuata una analisi accurata come indicato nella normativa sui carichi al punto 6.2 del D.M. 16 Gennaio 1996.

Si può quindi ricavare dalla seguente espressione:

$$p = q_{\text{ref}} c_e c_p c_d$$

$q_{\text{ref}}$  è la *pressione cinetica di riferimento* ( $\text{N/m}^2$ )

$c_e$  è il *coefficiente di esposizione*

$c_p$  è il *coefficiente di forma*

$c_d$  è il *coefficiente dinamico*

Possiamo ora ricavarci la pressione cinematica di riferimento che è data da:

$$q_{\text{ref}} = (v_{\text{ref}})^2 / 1.6$$

$v_{\text{ref}}$  = velocità di riferimento del vento (m/s)

In mancanza di adeguate indagini potrà essere preso  $v_{\text{ref},0} = v_{\text{ref}}$  per  $a_s \leq a_0$

Nel nostro caso:

$$v_{\text{ref},0} = 25 \text{ m/s}$$

$$q_{\text{ref}} = 25^2 / 1.6 = 390 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione risulta:

$z$  = altezza media della costruzione sul suolo = 4 metri

$c_t = 1$  coefficiente di topografia

Per quanto riguarda il coefficiente di esposizione, da normativa considereremo la zona (3) in cui ricade la struttura, la classe di rugosità sarà la D vista la distanza dalla costa e pertanto la categoria di esposizione è la II.

Applicando la seguente formula:

$$c_e(z) = k_f^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{dato che } z \geq z_{\text{min}}$$

$$c_e(4) = 1,80$$

Per il coefficiente dinamico è opportuno prendere un  $C_d = 1$ .

Il coefficiente di forma dovrà essere ottenuto considerando la trattazione di travi ad anima piena in condizione multipla.

Considerando:

$S$  = superficie delimitata dal contorno della trave,

$S_p$  = superficie della parte piena della trave,

$\phi$  = rapporto fra le precedenti due.

Nel presente caso sarà  $\phi = 1$  e questo implica che sulla prima trave investita, avremo un  $C_p = 2,4 - \phi = 1,40$ , per le travi successive dovrà essere moltiplicato per un coefficiente riduttivo  $\mu = 0,2$ .

La forza quindi esercitante sulla prima trave è di 1150 N/mq, sulle successive di 230 N/mq.

L'azione derivante dalla neve viene valutato tramite la seguente formula:

$$q_s = \mu q_{sk}$$

La normativa indica il comune Montalto di Castro nella zona II

$$q_{sk} = 1.15 \text{ kN/m}^2 = 115 \text{ Kg/m}^2 \text{ perché l'altezza è inferiore a 200 metri}$$

Considerando un  $\mu=0.8$ , avremo che:

$$q_s = 0.8 q_{sk} = 0.8 \times 1.15 = 0.92 \text{ KN/m}^2 = 92 \text{ Kg/m}^2$$

L'azione sismica sarà analizzata più avanti, e sarà calcolata come previsto dalla nuova normativa italiana.

L'azione di piena del fiume ci si può ricavare partendo dai dati ottenuti con il programma Hec-Ras. Con questo abbiamo potuto calcolarci tutti i livelli di piena e le velocità con cui urta l'acqua sulle travate, mediante la quale ci possiamo calcolare la pressione inferta:

$$P_c = \rho v^2 / 2$$

Considerando che al centro la velocità di piena è di 3,49 m/sec, si ottiene una pressione  $P = 610 \text{ Kg/mq}$ , considerando che la trave viene investita per 52 cm, si ha una forza lineare di 318 Kg/m. Questa sarà la sollecitazione che

dimensionerà la struttura per le forze trasversali, ancor più del vento nonostante avessimo considerato i 250 Kg/mq della normativa italiana. Sulle sponde laterali la velocità è notevolmente ridotta (0,75 m/sec), ed avremo una pressione massima di 30 Kg/mq.

## 8.2 Resistenza del legno.

Il legno utilizzato è di larice, nella pagina seguente vediamo le caratteristiche, considerando una classe di resistenza GL 28h secondo il prEn 1194.

Classe di resistenza			GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	24	28	32	36
Resistenza caratteristica a trazione parallela	$f_{t,0,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	16,5	19,5	22,5	26
Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare	$f_{t,90,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	0,40	0,45	0,50	0,60
Resistenza caratteristica a compressione parallela	$f_{c,0,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	24	26,5	29	31
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare	$f_{c,90,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,g,k}$	N/mm <sup>2</sup>	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,g,mean}$	N/mm <sup>2</sup>	11 600	12 600	13 700	14 700
Modulo elastico 5° percentile parallelo	$E_{0,g,05}$	N/mm <sup>2</sup>	9 400	10 200	11 100	11 900
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,g,mean}$	N/mm <sup>2</sup>	390	420	460	490
Modulo di scorrimento	$G_{g,mean}$	N/mm <sup>2</sup>	720	780	850	910
Massa volumica media	$\rho_{g,k}$	kg/m <sup>3</sup>	380	410	430	450

Figura 2: Resistenze caratteristiche per il legname.

### 8.2.1 Sollecitazioni assiali.

*Trazione parallela alla fibratura.*

Se si considerano piccoli campioni di legno, selezionati in modo da risultare il più omogenei possibile, e caricati parallelamente alla fibratura, si

ottiene un diagramma tensione-deformazione del tipo di quello illustrato in figura 3 (curva continua). Si noti che la resistenza a trazione  $f_{t,0}$  è maggiore della resistenza a compressione  $f_{c,0}$ . La curva tensione-deformazione a trazione è lineare quasi fino alla rottura e il tipo di rottura è improvviso e fragile. A compressione si ottiene una rottura molto più duttile.

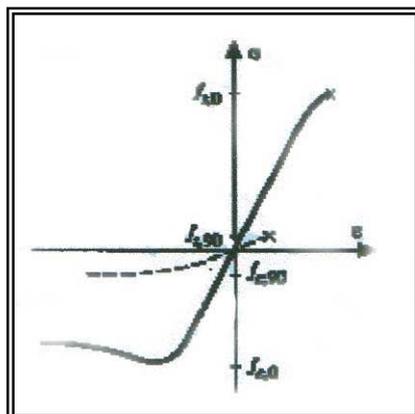


Figura 3: Curva tensione-deformazione per legno netto sollecitato parallelamente alla fibratura (linea continua) e perpendicolarmente alla fibratura (linea tratteggiata) ad una velocità di deformazione costante.

#### *Trazione perpendicolare alla fibratura.*

La resistenza più bassa per il legno è la trazione perpendicolare alla fibratura  $f_{t,90}$ . È approssimativamente di un ordine di grandezza che varia da 1 a 2  $N/mm^2$ . La resistenza a trazione  $f_{t,90}$  è sensibilmente ridotta da difetti quali inclinazione della fibratura e fessure iniziali, specialmente nel legno primaticcio. Anche il modulo di elasticità è molto più basso perpendicolarmente alla fibratura che parallelamente alla fibratura ( $E_{90} = da 400 a 500 N/mm^2$ ). Nel progetto delle strutture di legno le tensioni di trazione perpendicolari alla fibratura dovrebbero essere evitate o tenute il più basse possibile.

#### *Compressione parallela alla fibratura.*

I provini per le prove a compressione devono essere abbastanza corti in modo da evitare fenomeni di instabilità globale (pilastri). Come si può osservare dalla curva di figura 3, le fibre si plasticizzano progressivamente fino a che non viene raggiunto il carico massimo. Il modulo di elasticità  $E_{c,0}$  varia

da 11000 a 15000  $N/mm^2$  come a trazione, ma la curva tensione-deformazione si abbatte prima, quindi diventa significativo anche il limite di proporzionalità.

*Compressione perpendicolare alla fibratura.*

Nel caso in cui l'intero provino sia caricato (caso (a) in figura 4) le fibre sono schiacciate insieme proprio come un fascio di tubi fino a che una sorta di carico di schiacciamento viene raggiunto, quando il modulo tangente diventa molto basso. Al raggiungimento del carico massimo la deformazione è molto grande. Quando solo una porzione della parte superiore della superficie del legno è caricata la rigidezza è più alta e il cambiamento di rigidezza si verificherà per valori di tensione più alti rispetto al caso (a), e questo cambiamento di rigidezza sarà meno pronunciato rispetto al caso (a), e corrisponde a un cambio di pendenza nella curva tensione-deformazione. La ragione di ciò è che il carico concentrato viene trasportato dalle fibre alle parti adiacenti non caricate. Nel caso (b) queste parti non caricate sono troppo piccole e quindi il carico massimo viene raggiunto appena dopo il cambio di pendenza. Nei casi (c), (d) ed (e) la prova di carico può essere proseguita fino ad una tensione più alta senza nessuna rottura pronunciata. Comunque le deformazioni saranno considerevoli. Perciò, è buona norma limitare le deformazioni ad un certo valore, diciamo l'1%, e usare le corrispondenti tensioni come una sorta di valore resistenza (o "tensione di prova"). In questo caso  $f_{c,90}$  = da 2 a 4  $N/mm^2$ .

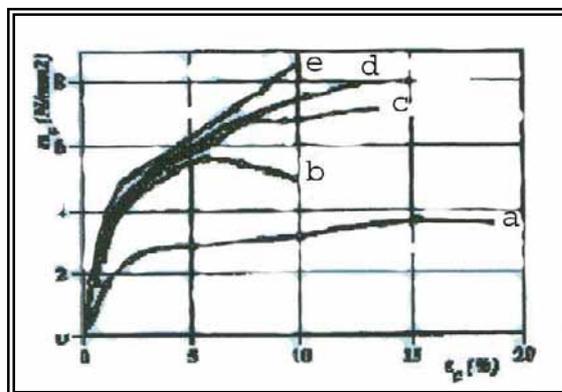


Figura 4: Tensione applicata perpendicolarmente alla fibratura in funzione della deformazione verticale a compressione da prove su campioni di legno di 15 x 15 cm<sup>2</sup>. Suenson (1938).

*Carico inclinato rispetto alla fibratura.*

Considerando  $\alpha$  l'angolo tra la direzione del carico e la direzione della fibratura. Hankinson (1921) ha proposto la seguente equazione per calcolare la tensione di rottura  $f_{c,d}$  a compressione:

$$\sigma_{c,d} \leq \frac{f_{c,0,d} \cdot f_{c,90,d}}{f_{c,0,d} \cdot \text{sen}^2 \alpha + f_{c,90,d} \cdot \text{cos}^2 \alpha}$$

che dà un buon riscontro con i risultati sperimentali. Per la resistenza a trazione inclinata rispetto alla fibratura si può utilizzare una espressione analoga, ossia con  $f_t$  al posto di  $f_c$ . Per piccoli angoli la resistenza è molto sensibile a cambiamenti del valore di  $\alpha$ , ossia piccole inclinazioni rispetto alla fibratura causano una significativa riduzione della resistenza, specialmente per sollecitazioni di trazione. D'altra parte, per  $\alpha = 90^\circ$ , ossia intorno a  $f_{t,90}$  e  $f_{c,90}$ , non c'è praticamente alcun cambiamento nella resistenza a trazione e compressione quando l'angolo varia dai 10 ai 12 gradi.

*Carichi concentrati agenti perpendicolarmente alla fibratura.*

Nelle norme di calcolo questo effetto è generalmente considerato per mezzo del coefficiente  $k_{c,90}$  in una condizione del tipo:

$$\sigma_{c,90,d} \leq K_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

L1 < 150 mm	L1 > 150 mm	
	a < 100 mm	a ≥ 100 mm
L ≥ 150 mm	1	1
15 mm < L < 150 mm	1 + a(150-l)/17000	1 + (150-l)/170
L < 15 mm	1 + a/125	1.8

Tabella 4: Valori di  $k_{c,90}$  in funzione della posizione della forza di sollecitazione

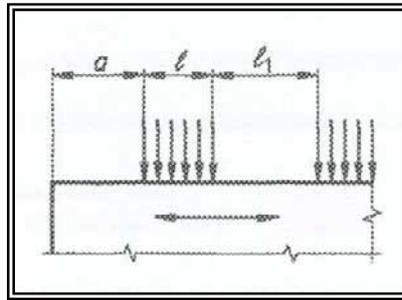


Figura 5: Schema di carico perpendicolare.

### 8.2.2 Sollecitazioni flessionali.

Se le dimensioni e le condizioni di vincolo della trave sono tali da impedire l'instabilità, ossia le frecce si verificano solo sul piano di carico, allora si può dimostrare secondo la teoria dell'elasticità che le tensioni di flessione nella trave siano date da:

$$\sigma = \frac{My}{I}$$

dove:

- ✓  $M$  è il momento flettente agente sulla trave,
- ✓  $I$  è il momento d'inerzia della sezione della trave,
- ✓  $y$  è la distanza dall'asse neutro,
- ✓  $\sigma$  è la tensione a distanza  $y$ ,

In generale, questa equazione può essere utilizzata per descrivere il comportamento della trave se:

- ✓ la sezione è inflessa solo intorno al suo asse principale minore o,
- ✓ quando inflessa intorno al suo asse principale maggiore, si dispongano dei ritegni discreti, ad interasse ravvicinato, in modo che la snellezza risulti bassa.

La progettazione di strutture di legno nell'ipotesi che queste si comportino elasticamente, deve assumere una espressione diversa in cui la resistenza a flessione di progetto,  $f_{m,d}$ , di una trave è definita come:

$$f_{m,d} = \frac{K_{mod} f_{m,k}}{\gamma_M}$$

dove:

- ✓  $f_{m,k}$  è la resistenza caratteristica a flessione,
- ✓  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale,
- ✓  $K_{mod}$  è il fattore di modificazione che tiene in considerazione l'influenza della durata del carico, della classe di servizio e del tipo di materiale.

Oltre al fattore  $K_{mod}$ , è necessario considerare altri fattori che influiscono sulla resistenza a flessione. Per esempio, l'influenza delle dimensioni della trave è tenuto in considerazione mediante il fattore dimensione  $k_h$  e, se la trave fa parte di un sistema collaborante, la sua resistenza a flessione può essere incrementata mediante il fattore  $k_{ls}$ . La funzione più comune di una trave è di resistere a carichi di inflessione intorno al suo asse principale minore. Tuttavia, l'introduzione di forze che non agiscono nel piano di flessione, comportano uno stato di flessione biassiale sulla trave (ossia flessione intorno ad entrambi gli assi principali). Inoltre, l'introduzione di carichi assiali di trazione o compressione comportano un effetto ulteriore di tensioni composte. Per travi soggette a flessione biassiale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

dove i simboli hanno la seguente definizione:

- ✓  $\sigma_{m,y,d}$  è la tensione agente di flessione dovuta al momento agente intorno all'asse y,
- ✓  $f_{m,y,d}$  è la tensione resistente di flessione dovuta al momento agente intorno all'asse y,

- ✓  $\sigma_{m,z,d}$  è la tensione agente di flessione dovuta al momento agente intorno all'asse  $z$ ,
- ✓  $f_{m,z,d}$  è la tensione resistente di flessione dovuta al momento agente intorno all'asse  $z$ ,
- ✓  $k_m$  è il fattore di resistenza a flessione composta, che tiene in considerazione gli effetti delle tensioni di flessione biassiale e il fatto che la capacità portante della trave non si esaurisce solamente a causa del fatto che le tensioni (ottenute dalla teoria dell'elasticità) abbiano raggiunto i rispettivi valori di resistenza a flessione in un angolo della sezione della trave.

Altro fattore da analizzare è la stabilità laterale delle travi; questa è influenzata da vari parametri:

- ✓ la lunghezza non ritenuta della porzione compressa della trave (ossia la distanza tra i punti in cui l'instabilità laterale è impedita),
- ✓ la rigidezza flessionale laterale della trave ( $EI_z$ ),
- ✓ la rigidezza torsionale della trave ( $GI_{tor}$ ),
- ✓ i vincoli alle estremità della trave.

La capacità portante di una trave che può essere soggetta ad instabilità flessotorsionale, può essere incrementata mediante l'utilizzo di sistemi di controvento. I requisiti fondamentali sono che le aste del controvento siano sufficientemente rigide da sorreggere la trave contro i movimenti laterali e che siano sufficientemente resistenti da resistere alle forze trasmesse dalla trave. L'EC 5 richiede un controllo sulle condizioni d'instabilità e che la capacità resistente a flessione sia modificata da un fattore  $k_{crit}$  tale che:

$$\sigma_{m,z,d} \leq K_{crit} \cdot f_{m,z,d}$$

Dove il fattore  $k_{crit}$  varia al variare della snellezza relativa alla flessione:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$$

Quando abbiamo un'asta compressa, dovremo valutare nello stesso modo la possibilità dell'instabilizzazione. In questo caso dovremo ricavare la snellezza dell'asta nelle due direzioni trasversali:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}}$$

Se queste snellezze risultano maggiori di 0,5, dovremo effettuare l'apposita verifica per instabilità, che vediamo di seguito:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} f_{c,0,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} f_{c,0,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

I valori di  $K_{c,y}$  e  $K_{c,z}$  variano in funzione delle snellezze sopra trovate.

**N.B:** Nel caso di sollecitazioni composte flessione-trazione o compressione, è sufficiente sommare le sollecitazioni e se necessario effettuare le verifiche di stabilità.

### 8.2.3 Sollecitazioni di taglio e torsione.

*Sollecitazione di taglio.*

Dalla teoria elastica delle travi si può ricordare che la tensione di taglio in un qualsiasi punto della sezione di una trave può essere definita in generale come:

$$\tau_v = \frac{VS}{Ib}$$

dove:

- ✓  $\tau_v$  è la tensione di taglio,
- ✓  $V$  è la forza di taglio,
- ✓  $I$  è il momento d'inerzia intorno all'asse neutro,

- ✓  $b$  è la larghezza del piano di taglio all'altezza considerata,
- ✓  $S$  è il momento statico sopra il piano di taglio rispetto all'asse neutro.

Per una sezione rettangolare il valore massimo è:

$$\tau_v = \frac{3V}{2A}$$

La distribuzione delle tensioni di taglio per una sezione rettangolare è parabolica con valore massimo in corrispondenza dell'asse neutro. Per una sezione circolare il valore massimo è:

$$\tau_v = \frac{4V}{3A}$$

dove:

- ✓  $A$  è l'area della sezione.

Alcuni ricercatori (es. Keenan, 1978) hanno scoperto che le tensioni di taglio dovute a carichi concentrati in corrispondenza degli appoggi sono inferiori rispetto a quelle calcolate secondo la teoria elastica delle travi. Questo ha portato all'introduzione della cosiddetta forza di taglio ridotta. Il contributo al taglio totale di un carico concentrato  $F$  entro una distanza di  $2h$  dall'appoggio può essere ridotto. Le tensioni di taglio devono soddisfare la seguente condizione:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$$

dove:

- ✓  $f_{v,d}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio.

*Sollecitazione torsionale.*

Secondo la teoria elastica universalmente accettata la massima tensione di torsione per elementi massicci può essere scritta come:

Sezione circolare:

$$\tau_{tor} = \frac{2T}{\pi r^3}$$

dove:

- ✓  $\tau_{tor}$  è la massima tensione di torsione,
- ✓  $T$  è il momento torsionale,
- ✓  $r$  è il raggio della sezione.

Sezione quadrata/rettangolare:

$$\tau_{tor} = \frac{2T}{\alpha h b^2}$$

dove:

- ✓  $h \geq b$ ,
- ✓  $\alpha$  è un fattore numerico dipendente dal rapporto  $h/b$ .

La distribuzione delle tensioni di torsione lungo gli assi principali in una sezione rettangolare, presenta il valore massimo della tensione nella mezzera di ciascun lato lungo.

h/b	1	1.5	1.75	2	2.5	3	4	6	8	10	$\infty$
$\alpha$	0.208	0.231	0.239	0.246	0.258	0.267	0.282	0.299	0.307	0.313	0.333

Tabella 5: Valore del fattore  $\alpha$  secondo Timoshenko.

Le tensioni di torsione devono soddisfare la seguente condizione:

$$\tau_{tor} \leq f_{v,d}$$

dove:

- ✓  $f_{v,d}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio.

*Sollecitazione composta di taglio e torsione.*

In alcuni casi si può verificare una sollecitazione composta. A riguardo non sono state condotte molte ricerche e sono disponibili poche informazioni. L'EC

5 non dà alcun suggerimento per questa situazione. Möhler e Hemmer (1977) comunque, hanno suggerito la seguente verifica:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{f_{tor,d}} + \left( \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

dove  $f_{tor,d}$  è la resistenza a torsione di progetto, che è da considerarsi differente (ed è maggiore) della resistenza di progetto a taglio  $f_{v,d}$ .

### 8.3 Giunti in legno e giunti in acciaio.

Le connessioni fra gli elementi strutturali, rivestono particolare importanza, dato che per la fragilità del legno, devono assorbire l'energia cinetica prodotta da sollecitazioni esterne. Il progetto delle connessioni dipende non solo dai carichi agenti ma considera le condizioni di curabilità, estetica, costo, e facilità di montaggio. E' importante valutare le unioni in modo che il ritiro ed il rigonfiamento delle parti in legno non generino coazioni o fessurazioni degli elementi principali dovute a tensioni ortogonali alla fibratura. Le fessurazioni possono essere causate, nel caso di elementi direttamente esposti al sole, dalla differenza di temperatura tra l'esterno e l'interno, oppure dal ritiro del legno contrastato dai mezzi di collegamento in legno-acciaio. Il fenomeno del ritiro è legato alla stagionatura del materiale che porta all'eliminazione di una parte più o meno grande dell'umidità collegata alle pareti cellulari, provocando anche notevoli variazioni dimensionali.

Per quanto concerne la progettazione, lo scopo principale è quello di garantire una rottura duttile al sistema. Poiché le aste di legno hanno una rottura fragile, risulta fondamentale dimensionare i giunti affinché abbiano una rottura duttile ed in modo che, a rottura, siano loro i primi ad andare in crisi. A tal fine sarà opportuno verificare sempre che, detto  $F_N$  il carico nominale sopportabile dal singolo elemento metallico di connessione,  $\sum_i F_{N,i} \leq F_{asta}$ ,

dove  $F_{asta}$ , rappresenta il carico massimo sopportabile dall'asta. In tal modo si garantisce che nel sistema asta-giunto, il primo ad andare in crisi sia il giunto. Per quanto riguarda i mezzi di unione in acciaio, è stato ritenuto opportuno di adottare spinotti  $\varnothing 12$  e bulloni  $\varnothing 12$ , in modo da dare una buona duttilità a tutto il sistema “come consiglio prescritto dall'EC 8”.

I giunti in acciaio devono avere invece un funzionamento completamente diverso, infatti gli elementi in acciaio a differenza delle aste in legno, hanno una rottura duttile e fragile nelle connessioni. Quindi dovremo effettuare una connessione mediante saldatura che abbia una capacità portante maggiore della resistenza massima dell'asta.

## 8.4 Le connessioni in legno.

Gli elementi di collegamento meccanici tradizionali sono divisi in due gruppi in funzione della modalità di trasferimento delle forze tra gli elementi collegati. Il gruppo principale corrisponde agli elementi di collegamento a gambo cilindrico. In questo caso, il trasferimento del carico riguarda sia il comportamento flessionale del connettore a gambo cilindrico che le tensioni resistenti e di taglio nel legno lungo il gambo dello spinotto. Appartengono a questo gruppo cambrette, chiodi, viti, bulloni e spinotti. Il secondo tipo include gli elementi di collegamento quali i connettori ad anello, i connettori a piastra, e le piastre a chiodi di lamiera metallica punzonata nelle quali la trasmissione del carico è ottenuta principalmente mediante una grande area resistente di portanza alla superficie di contatto tra gli elementi. I mezzi di unione che useremo per le parti principali della struttura sono bulloni e spinotti. I bulloni sono generalmente fatti di acciaio dolce ordinario con teste e dadi esagonali o quadrati. I diametri variano dai 12 ai 30 *mm*. Al fine di facilitarne l'inserimento l'EC 5 richiede che i fori debbano essere di 1 *mm* più larghi del diametro del bullone sebbene in pratica possono essere necessarie tolleranze maggiori. Questo gioco nel foro del bullone riduce la capacità delle unioni bullonate. Gli spinotti sono pezzi di barre d'acciaio tonde che vengono inseriti a forza in sedi preforate. Come specificato nelle regole dell'EC 5 sia le proprietà dell'acciaio che quelle del legno influiscono sulla capacità portante delle unioni bullonate o spinottate. In funzione della dimensione del giunto o del metodo di costruzione, alcuni spinotti possono essere sostituiti da bulloni infissi o da barre con le estremità filettate per tenere insieme gli elementi. Al fine di assicurare il funzionamento dell'unione, viene richiesto uno spessore minimo per gli elementi di legno: 30 *mm* per gli elementi esterni e 40 *mm* per gli elementi interni. Sotto alla testa e al dado dovrebbero essere usate rondelle con una lunghezza del lato o un diametro pari almeno a 3 *d* e uno spessore di almeno 0,3 *d* (*d* è il diametro del bullone).

Classe del bullone	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480
$f_{u,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600

Tabella 6: Resistenze dei bulloni.

Classe dell'acciaio	Fe 360	Fe 430	Fe 510
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
$f_{u,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	360	430	510

Tabella 7: Resistenze degli acciai.

Nel passato, per migliorare i collegamenti, si è mostrato fondamentale capire come poteva avvenire la rottura dell'unione. Di conseguenza, sono state sviluppate tecniche che rendono possibile la previsione di valori caratteristici dalle proprietà fisico-meccaniche dei materiali e dalla geometria del giunto. Le equazioni usate nell'EC5: Parte 1-1 sono basate su una teoria sviluppata per la prima volta da Johansen (1949). Le equazioni predicono la resistenza a rottura di un giunto del tipo a spinotto in seguito al cedimento di un appoggio degli elementi del giunto oppure al verificarsi simultaneo di un cedimento all'appoggio e della formazione di una cerniera plastica nel mezzo di unione. La modalità esatta di rottura è determinata dalla geometria dell'unione e dalle proprietà fisico-meccaniche, e in particolare dal momento di snervamento del mezzo di unione e dalle resistenze a rifollamento del legno o dei materiali a base di legno.

#### 8.4.1 Proprietà fisico-meccaniche.

L'aspetto fondamentale da valutare è la resistenza a rifollamento del legno, o del materiale a base di legno. Durante la prova per la determinazione della suddetta, la deformazione a flessione dello spinotto deve essere minimizzata e ciò può essere ottenuto vincolando rigidamente le estremità dello spinotto nelle piastre laterali di acciaio e limitando lo spessore del provino – tipicamente fino al doppio del diametro dello spinotto. Una tipica caratteristica carico-

rifollamento (Figura 2), la resistenza a rifollamento è definita come il carico massimo, oppure come il carico in corrispondenza di una data deformazione limite, diviso per la proiezione dell'area dello spinotto nel provino, cioè:

$$f_h = \frac{F_{max}}{dt}$$

dove  $t$  è lo spessore del provino e  $d$  è il diametro dello spinotto. Il rifollamento,  $u$ , è il movimento dello spinotto relativo al provino, cioè di BB relativamente ad A in Figura 1.

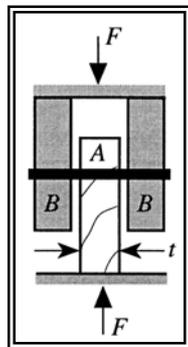


Figura 6: Prova di rifollamento.

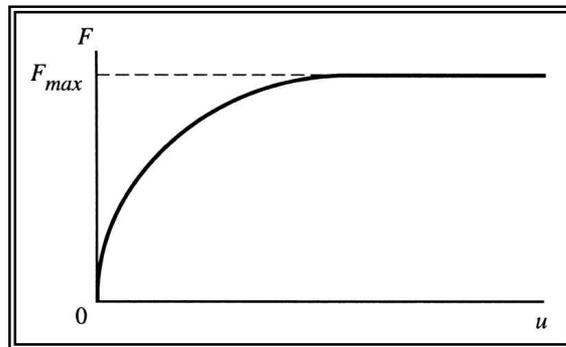


Figura 7: Tipica caratteristica carico-rifollamento.

#### 8.4.2 Capacità portante per mezzi di unione.

Partendo dalle equazioni di base "Johansen", si può ricavare la capacità portante assumendo che sia il mezzo di unione che il legno siano materiali ideali rigido-plastici, cioè la caratteristica carico-rifollamento per il legno è quella mostrata in figura 3. Questa approssimazione semplifica l'analisi e porta soltanto a piccole differenze nel risultato finale.

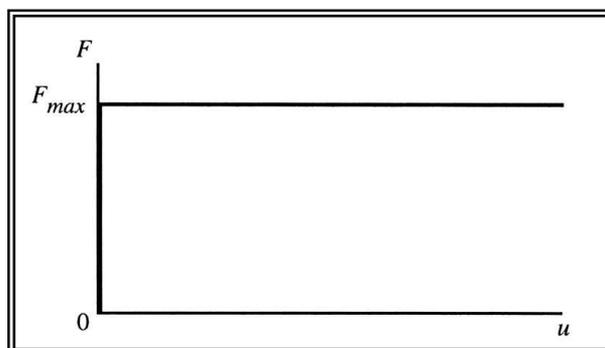


Figura 8: Caratteristica semplificata carico-rifollamento.

Le proprietà dominanti che influenzano le capacità portanti dei mezzi di unione del tipo a spinotto sono:

- ✓ la resistenza a rifollamento degli elementi di legno o di pannello;
- ✓ la geometria del giunto;
- ✓ il momento di snervamento dei mezzi di unione.

Dal canto suo, la resistenza a rifollamento dipende da:

- ✓ la massa volumica del legno;
- ✓ il diametro del mezzo di unione;
- ✓ l'angolo fra la forza e la direzione della fibratura;
- ✓ l'attrito fra mezzo di unione e legno.

La resistenza a rifollamento si può assumere crescente linearmente al crescere della massa volumica del legno. Piccoli interassi e piccole distanze dalle estremità dei mezzi di unione possono causare rotture premature. Pertanto, si dovrebbe evitare lo spacco nelle unioni di legno tramite appropriati interassi e distanze. Quando la forza agisce secondo un certo angolo rispetto alla fibratura si deve tenere conto dell'influenza della trazione perpendicolare alla fibratura.

Si usa la seguente notazione:

- ✓  $t_1$  e  $t_2$  sono gli spessori del legno oppure le penetrazioni dello spinotto.
- ✓  $f_{h,1,k}$  è la resistenza caratteristica a rifollamento corrispondente a  $t_1$ .
- ✓  $f_{h,2,k}$  è la resistenza caratteristica a rifollamento corrispondente a  $t_2$ .
- ✓  $\beta = \frac{f_{h,1,d}}{f_{h,2,d}}$  dove  $f_{h,d} = \frac{K_{\text{mod}} \cdot f_{h,k}}{\gamma_M}$  è il valore di progetto della resistenza a rifollamento.
- ✓  $d$  è il diametro del mezzo di unione.

- ✓  $M_{y,k}$  è il momento caratteristico di snervamento del mezzo di unione.
- ✓  $R_d$  è la resistenza di progetto per piano di taglio.

Mezzi di unione ad una sezione resistente legno-legno.

- ✓ Modalità di rottura 1a:

$$R_d = \frac{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right) - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$$

- ✓ Modalità di rottura 1b:

$$R_d = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \quad ; \quad R_d = f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d \quad ; \quad R_d = \beta \cdot f_{h,1,d} \cdot t_2 \cdot d$$

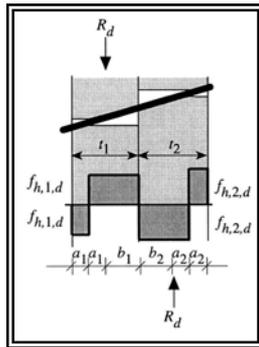


Figura 9: Modalità di rottura 1a

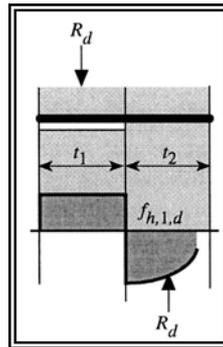


Figura 10: Modalità di rottura 1b in  $t_1$

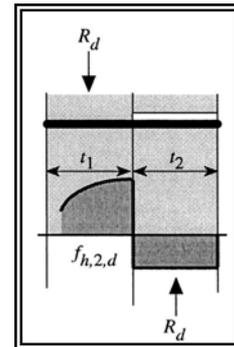


Figura 11: Modalità di rottura 1b in  $t_2$

- ✓ Modalità di rottura 2a:

$$R_d = \frac{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$$

- ✓ Modalità di rottura 2b:

$$R_d = \frac{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_2}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right]$$

- ✓ Modalità di rottura 3:

$$R_d = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d}$$

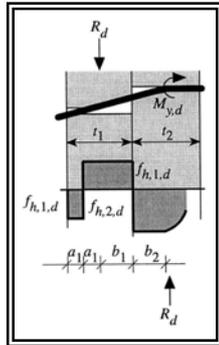


Figura 12: Modalità di rottura 2a

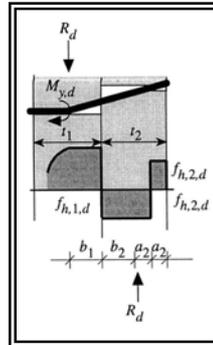


Figura 13: Modalità di rottura 2b

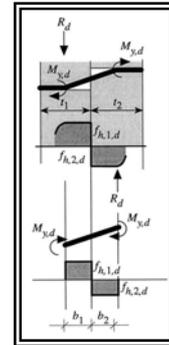


Figura 14: Modalità di rottura 3

**N.B:** Dato che i mezzi di unione si deformano sotto carico, per le modalità di rottura 2 e 3 si possono sviluppare forze assiali. Esse sono causate dall'attrito fra il mezzo di unione e il legno e anche dai vincoli prodotti dalle rondelle dei bulloni. La forza nella parte inclinata del mezzo di unione avrà una componente parallela al carico applicato e pertanto aumenterà la resistenza. L'EC 5 tiene conto di questo effetto aumentando del 10 per cento la resistenza per le modalità di rottura 2 e 3. Nell'unione reale la capacità portante corrisponderà al valore più basso ottenuto per  $R_d$  tramite sostituzione nell'intero sistema di equazioni. L'equazione che fornisce la capacità più bassa identificherà anche la modalità di rottura.

*Mezzi di unione a due sezioni resistenti legno-legno.*

✓ *Modalità di rottura 1b:*

$$R_d = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{figura 5})$$

$$R_d = 0,5 \cdot f_{h,1,d} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta \quad (\text{figura 6})$$

✓ *Modalità di rottura 2:*

$$R_d = \frac{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad (\text{figura 7-8})$$

✓ *Modalità di rottura 3:*

$$R_d = \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d} \quad (\text{figura 9})$$

**N.B:** Il numero della figura si riferisce al diagramma che mostra metà del corrispondente giunto a doppio taglio. In queste equazioni  $t_2$  è lo spessore dell'elemento centrale e  $t_1$  è lo spessore di un elemento esterno oppure la penetrazione in un elemento esterno, considerando il valore più piccolo fra i due. In ciascun caso  $R_d$  rappresenta la resistenza di un piano di taglio e così la resistenza dell'intera unione è normalmente pari a  $2R_d$ . Le equazioni si applicano a unioni simmetriche a doppio taglio – altre geometrie possono essere analizzate utilizzando gli stessi principi. Anche in questo caso i valori per le modalità 2 e 3 possono essere aumentati del 10% per tenere conto delle forze assiali.

*Mezzi di unione ad una sezione resistente acciaio-legno, piastre di acciaio spesse ( $t \geq d$ ).*

✓ *Modalità di rottura 1b:*

$$R_d = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d$$

✓ *Modalità di rottura 2:*

$$R_d = 1,4 \sqrt{2M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d}$$

✓ *Modalità di rottura 3:*

$$R_d = f_{h,1,d} \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right]$$

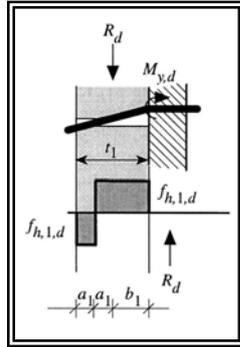


Figura 15: Modalità di rottura 2

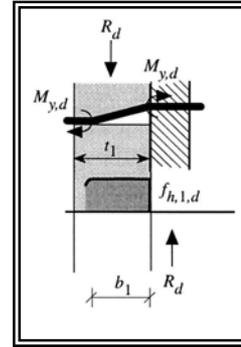


Figura 16: Modalità di rottura 3

Mezzi di unione a due sezioni resistenti acciaio-legno, piastre di acciaio spesse ( $t \geq d$ ).

✓ Modalità di rottura 1b:

$$R_d = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d$$

✓ Modalità di rottura 2:

$$R_d = 1,4 \sqrt{2M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d}$$

✓ Modalità di rottura 3:

$$R_d = f_{h,1,d} \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right]$$

### 8.4.3 Unioni con bulloni e spinotti.

Momento di snervamento dei mezzi di unione.

Il momento di snervamento di mezzi di unione del tipo a spinotto dovrebbero di norma essere determinati in conformità alla EN 409. Per i bulloni e gli spinotti a sezione tonda il valore caratteristico del momento di snervamento dovrebbe essere calcolato come segue:

$$M_{y,k} = 0,8 f_{u,k} \frac{d^3}{6}$$

dove  $f_u$  è la resistenza a trazione dei mezzi di unione.

*Giunto con mezzi di unione multipli.*

I carichi nelle unioni realizzate con bulloni e spinotti sono ripartiti non uniformemente sui singoli mezzi di unione di un giunto con mezzi di unione multipli. Per più di sei mezzi di unione allineati nella direzione del carico, la capacità portante dei mezzi di unione eccedenti dovrebbe essere ridotta di 1/3, cioè per  $n$  mezzi di unione il numero efficace  $n_{ef}$  è:

$$n_{ef} = 6 + \frac{2}{3}(n - 6)$$

Se la rottura del giunto non è determinata dalla modalità per spacco e se sono possibili deformazioni plastiche, allora i carichi possono essere ridistribuiti nel giunto.

*Interassi e distanze dei mezzi di unione.*

Gli interassi minimi e le distanze dalle estremità e dai bordi sono diverse per i bulloni e per gli spinotti a causa della dimensione delle rondelle. Gli interassi e le distanze minime per i bulloni sono forniti in Tabella 3, quelli per gli spinotto in Tabella 4. Gli interassi paralleli ( $a_1$ ) e perpendicolari ( $a_2$ ) alla fibratura, le distanze dalle estremità ( $a_3$ ) e dai bordi ( $a_4$ ) sono definiti nelle figure qui sotto. Gli interassi  $a_1$  possono essere ridotti fino a un minimo di  $4d$ . In tal caso la capacità portante diminuisce a causa del pericolo di rottura per spacco. Pertanto, la resistenza caratteristica a rifollamento  $f_{h,0,k}$  dovrebbe essere ridotta del coefficiente di spaziatura  $k_a$ :

per le unioni con bulloni: 
$$K_a = \sqrt{\frac{a_1}{(4 + 3|\cos \alpha|)d}}$$

per le unioni con gli spinotti: 
$$K_a = \sqrt{\frac{a_1}{(3 + 4|\cos \alpha|)d}}$$

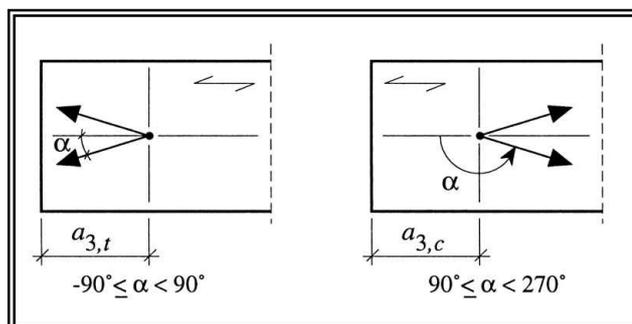


Figura 17: Interassi fra mezzi di unione paralleli e perpendicolari alla fibratura - definizioni.

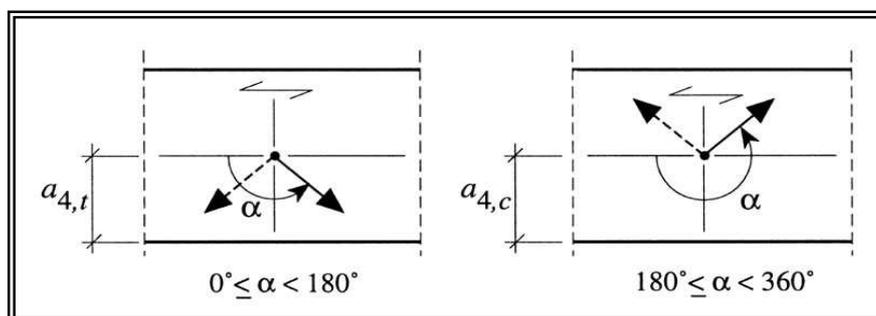


Figura 18: Distanze del mezzo di unione dal bordo - definizioni (sinistra: bordo caricato; destra: bordo scarico).

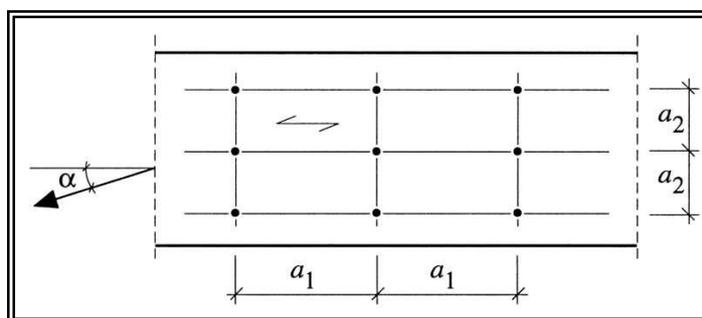


Figura 19: Distanze del mezzo di unione dall'estremità - definizioni (sinistra: estremità caricata; destra: estremità scarica).

$a_1$	Parallelamente alla fibratura	$(4 + 3\Omega \cos \alpha \Omega) d$
$a_2$	Perpendicolarmente alla fibratura	$4d$
$a_{3,t}$	$90^\circ \geq \alpha \geq -90^\circ$	$7d (\geq 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$	$210^\circ \geq \alpha \geq 150^\circ$	$4d$
	$150^\circ > \alpha > 90^\circ$	
	$270^\circ > \alpha > 210^\circ$	$(1 + 6 \Omega \sin \alpha \Omega) d (\geq 4d)$
$a_{4,t}$	$180^\circ \geq \alpha \geq 0^\circ$	$(2 + 2 \sin \alpha) d (\geq 3d)$
$a_{4,c}$	tutti gli altri valori di $\alpha$	$3d$
$\alpha$ è l'angolo fra il carico e la direzione della fibratura		

Tabella 8: Interassi e distanze minime per bulloni.

$a_1$	Parallelamente alla fibratura	$(3 + 4\Omega \cos \alpha \Omega) d$
$a_2$	Perpendicolarmente alla fibratura	$3d$
$a_{3,t}$	$90^\circ \geq \alpha \geq -90^\circ$	$7d (\geq 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$	$210^\circ \geq \alpha \geq 150^\circ$	$3d$
	$150^\circ > \alpha > 90^\circ$	
	$270^\circ > \alpha > 210^\circ$	$a_{3,t}   \sin \alpha   (\geq 3d)$
$a_{4,t}$	$180^\circ \geq \alpha \geq 0^\circ$	$(2 + 2 \sin \alpha) d (\geq 3d)$
$a_{4,c}$	tutti gli altri valori di $\alpha$	$3d$
$\alpha$ è l'angolo fra il carico e la direzione della fibratura		

Tabella 9: Interassi e distanze minime per gli spinotti.

*Unioni caricate obliquamente.*

Le capacità portanti delle unioni di legno realizzate con mezzi di unione meccanici e caricate obliquamente rispetto alla fibratura sono di norma determinate prendendo in considerazione la resistenza a flessione dei mezzi di unione e dalla resistenza a rifollamento del legno. Tuttavia, tensioni localizzate perpendicolari alla fibratura possono, sotto certe condizioni, portare alla rottura a un livello di carico più basso.

Alcuni esempi tipici dove si verifica una trazione perpendicolare alla fibratura nelle unioni sono (figura qui sotto):

- a) scarpe di supporto delle travi secondarie (unioni acciaiolegno),
- b) unioni con piastre metalliche punzonate,
- c) unioni con spinotti oppure con connettori ad anello o a piastra incastonata (travi di legno lamellare incollato),
- d) bulloni incollati.

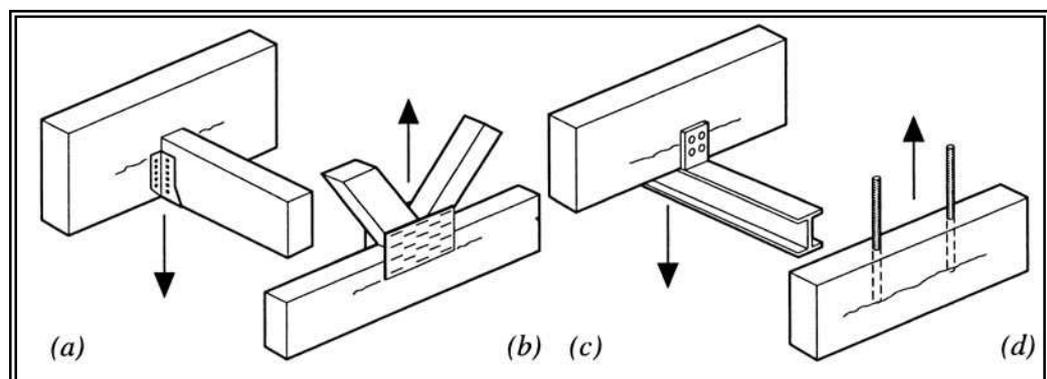


Figura 20: Esempi tipici di rottura a trazione perpendicolare.

Molto importante è capire quali sono i fattori che influenzano la capacità portante delle unioni caricate perpendicolarmente alla fibratura. Da questi fattori si derivano regole strutturali per la riduzione del rischio di rotture a trazione perpendicolare alla fibratura. Possiamo pertanto elencare tutti i parametri che influenzano la capacità portante della connessione:

- ✓ Il rapporto fra la distanza  $b_e$  della fila di mezzi di unione più lontana dal bordo caricato della trave e l'altezza della trave  $h$ . Pertanto, i mezzi di unione dovrebbero essere posizionati il più possibile vicino al bordo scarico della trave per evitare rotture a trazione perpendicolare alla fibratura.
- ✓ Più mezzi di unione allineati in direzione della fibratura distribuiscono la forza agente su un'area sollecitata più ampia, in modo tale che le tensioni perpendicolari alla fibratura vengono considerevolmente ridotte. Questa influenza vantaggiosa aumenta all'aumentare del numero di file e dell'interasse.
- ✓ Aumentando l'altezza  $h$  oppure la larghezza  $t$  della trave si ottiene un aumento della capacità portante. Occorre fare attenzione al fatto che solo una parte della larghezza è sollecitata a trazione perpendicolare alla fibratura.
- ✓ Suddividere i mezzi di unioni su più file riduce le tensioni di trazione perpendicolare alla fibratura.
- ✓ La resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura del legno dipende dal volume effettivamente sollecitato e conseguentemente influenza in misura variabile la capacità portante delle unioni nelle travi di diverse dimensioni.

Per il calcolo della capacità, si può seguire la teoria proposta dall'EC 5, nel quale si deve soddisfare la seguente condizione:

$$V_d \leq 2f_{v,d} \cdot b_e \cdot \frac{t}{3}; \quad \text{purché } b_e > 0,5h$$

I simboli sono definiti come segue:

- ✓  $V_d$  è la forza di taglio di progetto ( $\max(V_{1,d}, V_{2,d})$ ) prodotta dai mezzi di unione nell'elemento di spessore  $t$  ( $V_1 + V_2 = F \sin \alpha$ ),
- ✓  $B_e$  è la distanza dal bordo caricato del mezzo di unione o del connettore più lontano,
- ✓  $\alpha$  è l'angolo fra la forza  $F$  e la direzione della fibratura.

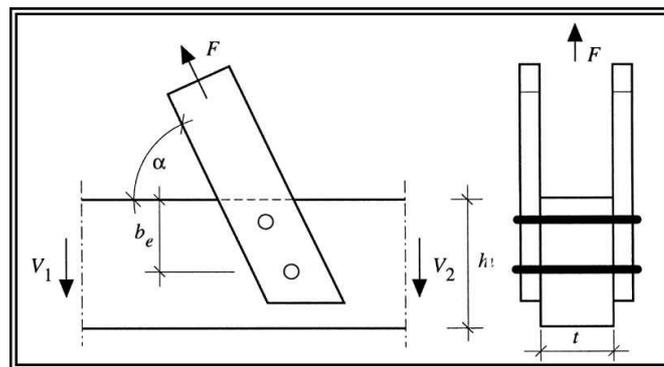


Figura 21: Forza dell'unione agente obliquamente alla fibratura.

Questa procedura sostituisce il dimensionamento perpendicolarmente alla fibratura con un dimensionamento fittizio a taglio sulla sezione trasversale residua. Alcuni fattori importanti che influenzano la capacità portante, tuttavia, non sono presi in considerazione. Nel caso di  $b_e < 0,5h$  si richiede in ogni caso un calcolo più dettagliato.

*Bulloni caricati assialmente.*

La resistenza a trazione dei bulloni caricati assialmente deve essere verificata in conformità con l'EC 3. Le rondelle devono avere uno spessore sufficiente a garantire una compressione uniforme perpendicolarmente alla fibratura. Le tensioni a compressione di progetto sotto la rondella non devono superare:  $\sigma_{c,90,d} = 1,8 f_{c,90,d}$

La resistenza a compressione può essere maggiorata poiché l'area soggetta a carico è piccola.

*I coefficienti.*

I valori di progetto delle pertinenti proprietà fisico meccaniche sono calcolate tramite il coefficiente di correzione  $k_{mod}$  e i valori  $\gamma_M$  conformemente all'EC 5.

## CAPITOLO 9

### PROGETTAZIONE DELLA STRUTTURA

#### 9.1 Progettazione degli elementi allo S.L.U.

##### 9.1.1 Elementi in legno lamellare.

*Travata centrale.*

Le sollecitazioni principali per questa travata riguarda il momento flettente in mezzeria ed il taglio alle estremità, dove la sezione è peraltro indebolita dai fori creati per l'unione con la trave adiacente.

La travata ha una sezione di 100x26, sottoposta ad una sollecitazione di flessione pari a -541.000 N x m ed una di taglio pari a 72,5 Kn; le altre sono minime ed ininfluenti ad i fini del calcolo.

La verifica a flessione da i seguenti risultati:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,490 \leq 1$$

$$K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,701 \leq 1$$

Per la verifica a taglio, si considera come se la sezione resistente abbia una base di 20 cm, considerando i fori necessari per i bulloni, i risultati sono i seguenti:

$$\tau_{v,d} = 1,08N / mm^2 \leq f_{v,d} = 2,03N / mm^2$$

Le verifiche risultano quindi perfettamente soddisfatte, quella per instabilità flessionale ritengo opportuno non affrontarla. Infatti verrà realizzato un controvento lungo tutto l'impalcato che stabilizzerà l'intera travata. Il controvento realizzato nella parte inferiore della travata, sarà composto da diagonali in acciaio di  $\varnothing$  25 mm ed interasse di 3 metri.

*Travata a sbalzo.*

La travata a sbalzo è collegata a quella centrale e poggia sul puntone e sul montante HE 260B. La sezione in questo caso è variabile e va da un massimo di 100x26 dalla parte ancorata a quella centrale, ad un minimo dell'altra estremità che è di 90x26. Le verifiche da affrontare sono quelle per flessione e per taglio, quest'ultima dovrà essere effettuata all'altezza dell'unione con il puntone. Le sollecitazione tagliante massima è di 89 Kn, quella flettente è di -433.000 N x m, le altre sollecitazioni sono minime ed influenti ad i fini del calcolo. Da notare come il diagramma dei momenti può assumere anche valori positivi, questi però risultano irrilevanti rispetto a quelli negativi.

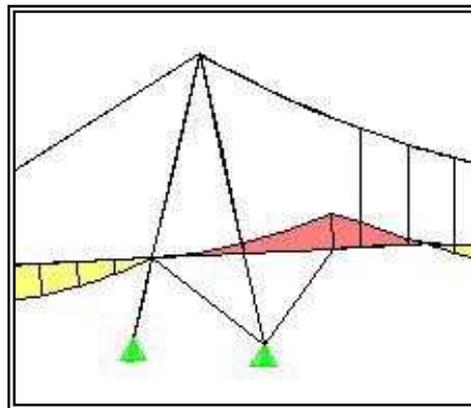


Figura 1: Possiamo vedere lo schema della trave oggetto di studio, ed il relativo diagramma dei momenti.

La verifica a flessione (considerando una sezione 90x26) da i seguenti risultati:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,485 \leq 1$$

$$K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,692 \leq 1$$

Per la verifica a taglio (considerando una sezione 90x26), i risultati ottenuti sono:

$$\tau_{v,d} = 1,14 N / mm^2 \leq f_{v,d} = 2,03 N / mm^2$$

Le verifiche risultano quindi perfettamente soddisfatte.

*Travata laterale con schema a doppio appoggio.*

La travata è principalmente sollecitata da un momento flettente in mezzeria (-443.000 N x m) ed il taglio alle estremità (92 Kn), le altre sollecitazioni sono minime ed ininfluenti ad i fini del calcolo. La sezione 90x26 è costante lungo tutta la sua lunghezza.

La verifica a flessione da i seguenti risultati:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,496 \leq 1$$

$$K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,708 \leq 1$$

Per la verifica a taglio i risultati ottenuti sono:

$$\tau_{v,d} = 1,18 N / mm^2 \leq f_{v,d} = 2,03 N / mm^2$$

Le verifiche risultano quindi perfettamente soddisfatte.

*Aste del cavalletto.*

Le aste del cavalletto saranno uguali e quindi la verifica riguarderà le sollecitazioni maggiori riguardanti una delle due aste. Le verifiche da affrontare saranno quella per compressione, ma soprattutto quella per instabilità. La sezione della trave è di 50x26, mentre la lunghezza libera da considerare sarà diversa nelle due direzioni. Nella direzione più debole (26 cm) sono stati realizzati due controventi, uno nella parte superiore dei cavalletti realizzato con diagonali in acciaio di  $\varnothing$  25 mm ed interasse di 3 metri, uno nella parte bassa con tubolari  $\varnothing$  139 mm e Sp. 4 mm.

In definitiva la sollecitazione massima prevista è di -210 Kn, la lunghezza libera d'inflessione lungo il lato più debole è di 7,50 metri, nel lato più resistente di 14 metri. La verifica ad instabilità da i seguenti risultati:

le snellezze risultano essere:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = 1,62$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = 1,57$$

la verifica:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} f_{c,0,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,567 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} f_{c,0,d}} + K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,538 \leq 1$$

Pertanto la verifica è pienamente soddisfatta.

### 9.1.2 Elementi in acciaio.

Tutti gli elementi in acciaio sono dei tubolari sollecitati a compressione. Dovranno quindi essere previste le verifiche a compressione semplice e per instabilità, secondo quanto previsto dall'EC 3. Quest'ultima normativa prevede la verifica a compressione secondo la seguente formula:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M}$$

per la instabilità:

$$N_{c,Sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M}$$

dove:

$$\beta_A = 1$$

$\chi$  è il coefficiente di riduzione per la modalità di instabilità pertinente.

Nel caso di compressione assiale uniforme in membrane a sezione trasversale costante, il valore di  $\chi$  per la snellezza adimensionale pertinente  $\lambda$  può essere determinato con l'equazione:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_*^2}}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda_* - 0,2) + \lambda_*^2];$$

$\alpha$  è un coefficiente di imperfezione;

$$\lambda_* = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A};$$

$\lambda$  è la snellezza per la modalità di instabilità pertinente;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$N_{cr}$  è la forza elastica per la modalità di instabilità pertinente.

Le sezioni da verificare sono i puntoni, tubolari  $\varnothing$  244 mm e Sp. 8 mm e i diagonali di controvento alle basi, tubolari  $\varnothing$  139 mm e Sp. 4 mm. Nella pratica questi tubolari sono molto sovradimensionati per esigenze estetiche e pertanto diventa quasi superfluo effettuare queste verifiche. A titolo esemplificativo viene presentato la verifica per un puntone.

L'elemento oggetto di studio è un tubolare  $\varnothing$  244 mm e Sp. 8 mm, sollecitato da una azione di compressione pari a 190 Kn ed una lunghezza libera d'inflessione pari a 6,5 metri.

La verifica a compressione semplice risulta:

$$N_{c,Ed} = 190Kn \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{5944 \times 235}{1,05} = 1330Kn$$

per la verifica ad instabilità:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{650}{8,37} = 77,65$$

$$\lambda_* = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{77,65}{93,9} \times 1 = 0,826$$

dal prospetto si ricava  $\chi = 0,7245$ , e pertanto:

$$N_{c,Sd} = 190Kn \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{0,7245 \times 1 \times 5944 \times 235}{1,05} = 963,5Kn$$

Come già previsto le verifiche vengono ampiamente soddisfatte.

*Il montante HE 260B.*

Il montante in questione subisce una flessione deviata ed una azione tagliante. Queste sono causate dalle travate che ci poggiano, scaricando una azione verticale ed una orizzontale (appoggio non scorrevole). Pertanto le sollecitazioni massime previste sono:

$$M_3 = 22500000 \text{ N x mm}$$

$$M_2 = 30680000 \text{ N x mm}$$

$$T_3 = 109380 \text{ N}$$

$$T_2 = 131360 \text{ N}$$

Le verifiche da affrontare sono:

a flessione semplice:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_M}$$

a flessione deviata:

$$\frac{M_{y,Sd}}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

a taglio:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_M}$$

dove:

$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$  è l'area resistente a taglio, con:

$A$  area della sezione trasversale;

$b$  la larghezza totale;

$d$  è l'altezza dell'anima;

$h$  è l'altezza totale;

$r$  e il raggio di raccordo;

$t_f$  è lo spessore dell'ala;

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

la verifica a flessione e taglio si deve effettuare solamente se la sollecitazione da taglio supera almeno la metà della resistenza possibile.

Vediamo quindi i risultati delle verifiche:

a flessione semplice:

$$M_{Sd} = 22500000 N \times mm \leq M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_M} = 88404761 N \times mm$$

$$M_{Sd} = 30680000 N \times mm \leq M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_M} = 283762500 N \times mm$$

a flessione deviata:

$$\frac{M_{y,Sd}}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_z \cdot f_{yd}} = 0,37 \leq 1$$

a taglio:

$$V_{Sd} = 131360 N \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_M} = 3715 \times \frac{(235 / \sqrt{3})}{1,05} = 480039 N$$

I risultati sono ampiamente verificati, si potrebbe in realtà anche adottare un profilato con minore capacità ma è stato adottato questo per avere una maggiore superficie di appoggio per le travate che ci andranno a gravare.

## 9.2 Progettazione allo S.L.E.

La progettazione agli stati limite di esercizio riguardano la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni (quali sforzi normali, di taglio, momenti flettenti e scorrimenti nelle unioni e dall'umidità, che deve rimanere entro limiti appropriati, in relazione alla possibilità di danni ai materiali in vista, alle finiture e in relazione alle necessità funzionali così pure come a qualsiasi requisito estetico. Nel caso particolare dei ponti deve anche essere verificato l'effetto delle vibrazioni sulla struttura e sul disagio eventualmente creato ad i pedoni durante l'attraversamento.

Le vibrazioni saranno trattate più dettagliatamente successivamente, qui viene verificata la bontà della struttura nei confronti delle deformazioni.

Nelle strutture in legno bisogna considerare le deformazioni istantanee più le deformazioni dovute allo scorrimento delle unioni legno-acciaio. A riguardo di queste ultime bisogna fare un appunto, in quanto gli effetti sono notevoli per strutture reticolari con molte unioni, ma nella presente struttura ed in particolare per la travata principale è praticamente nullo l'effetto. Pertanto la deformazione totale è data da quella istantanea; ricordando che nel caso particolare è stata impressa una controfreccia (grazie al tiro dei pendini) pari all'effetto causato dai pesi propri.

Pertanto la freccia massima registrata a pieno carico in mezzeria risulta essere di 7,62 cm. Questo valore potrebbe sembrare importante, ma considerando che si tratta di una struttura in legno, con una campata centrale di poco inferiore ad i 50 metri, il risultato è più che accettabile. Il rapporto  $f/L$  è di poco inferiore ad  $1/70$ . Questo è stato ottenuto soprattutto grazie all'utilizzo di cavi di sospensione di entità importante (diametro 7,2 cm), che hanno il compito di irrigidire tutta la struttura. La struttura in legno è stata considerata con un modulo elastico pari a quello medio,  $E_{\text{mean}}$ .

### 9.3 Progettazione dell'impalcato.

La progettazione dell'impalcato avviene mediante una analisi locale. Il carico da considerare è di 10 Kn disposto su una impronta di 70x70. L'impalcato risulterà quindi composto da travetti in legno lamellare (10x10) con interasse di 60 cm. Sopra di questi è stato necessario posare un assito resistente in legno massiccio con spessore minimo di 4 cm. In realtà quest'ultimo è composto da assi larghe 20 cm e lunghe 180 cm con spessore variabile, in modo da passare da 5 cm dei bordi ai quattro della mezzeria. Questa pendenza è creata per far defluire le acque piovane con gli scoli, che verranno creati ad interasse costante lungo la mezzeria. Sopra a questo impalcato resistente sarà posto un assito d'usura, sostituibile facilmente al bisogno.

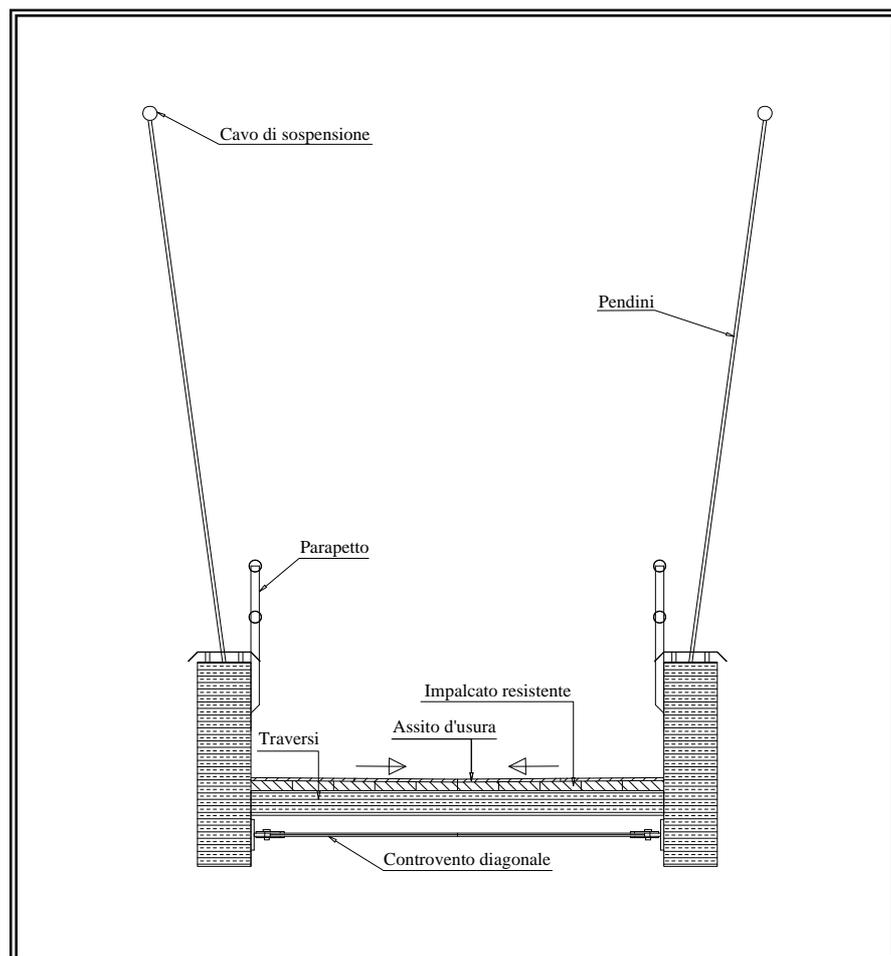


Figura 2: Schema tipo della sezione dell'impalcato.

*Traverso considerato con uno schema a doppio appoggio.*

Il traverso è sollecitato da un momento flettente in mezzeria (-3,79 N x m) ed il taglio alle estremità (4,4 Kn), le altre sollecitazioni sono minime ed ininfluenti ad i fini del calcolo. La sezione 12x12 è costante lungo tutta la sua lunghezza.

La verifica a flessione da i seguenti risultati:

$$K_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,517 \leq 1$$

$$K_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,738 \leq 1$$

Per la verifica a taglio i risultati ottenuti sono:

$$\tau_{v,d} = 0,92 N / mm^2 \leq f_{v,d} = 2,03 N / mm^2$$

Le verifiche risultano quindi perfettamente soddisfatte.

*Connessione traverso – travata.*

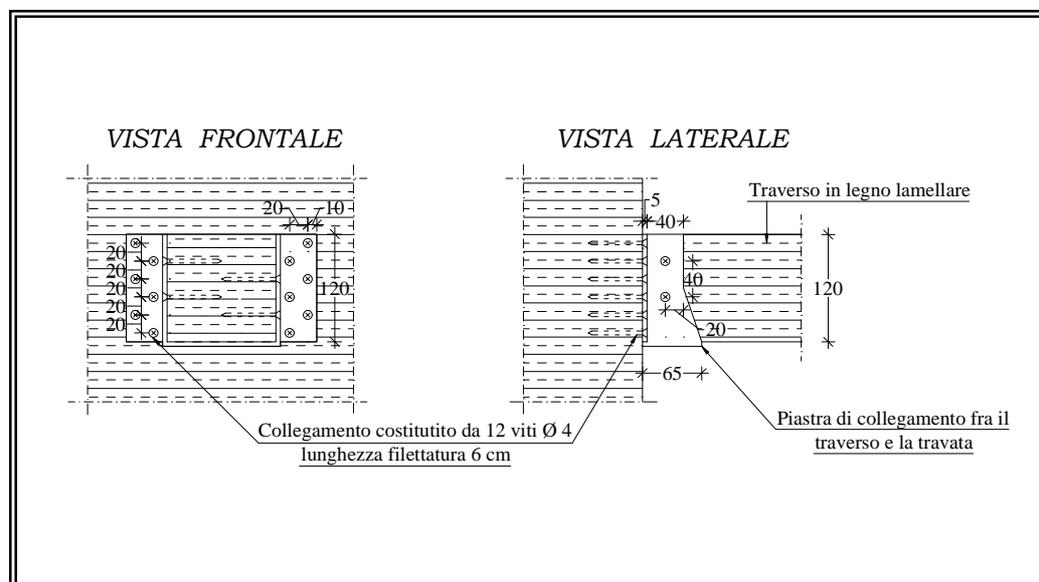


Figura 3: Unione traverso – travata.

L'unione è realizzata con 12 viti  $\varnothing 4$  mm, con una lunghezza di filettatura di almeno 6 cm. Queste hanno una resistenza a taglio di 1,89 Kn a testa, per

una resistenza totale di 22,68 Kn ampiamente superiore alla sollecitazione di 8,98 Kn. Le verifiche della piastrina spessa 5 mm vengono ampiamente verificate. Il traverso viene fermato alla piastrina mediante due viti per parte, in modo tale da evitare lo sfilamento del medesimo.

*Unione del parapetto alla travata.*

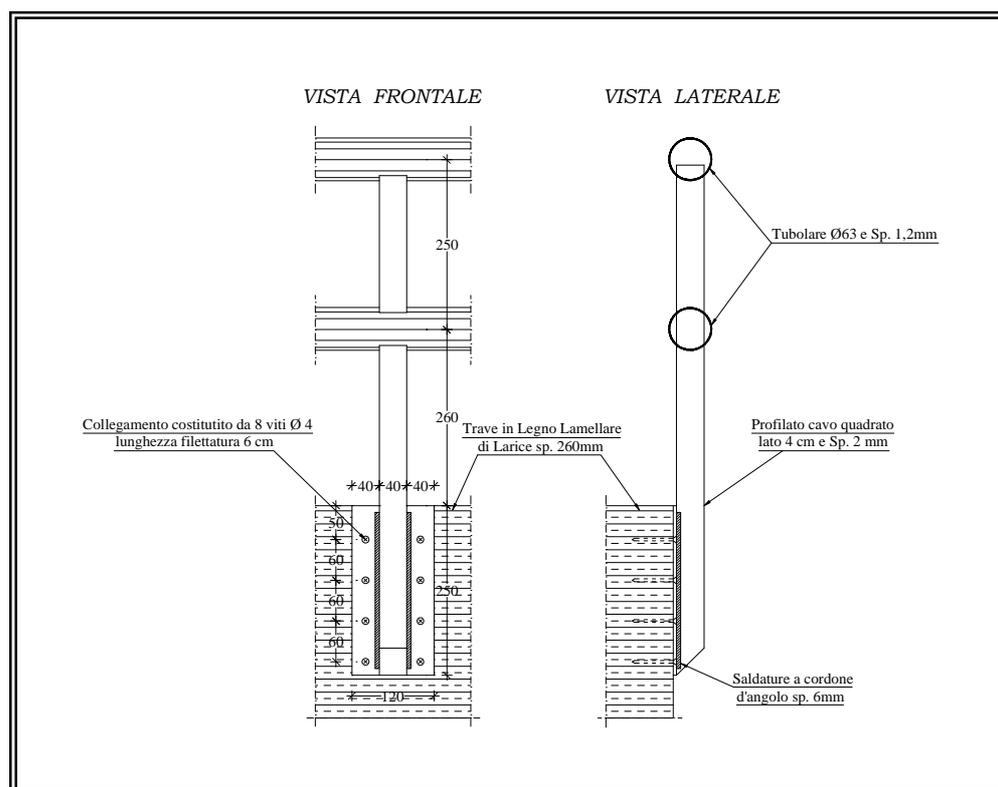


Figura 4: Unione parapetto – travata.

Il parapetto è costituito da un tubolare Ø 63, Sp. 1,2 mm e u profilato cavo quadrato di lato 4 cm e Sp. 2 mm. Quest’ultimo è collegato con un doppio cordone di saldatura ad una piastra 12 x 25 e Sp. 5 mm, la quale risulta collegata con 8 viti Ø 4 mm “lunghezza di filettatura di almeno 6 cm” alla travata. La struttura deve essere verificata sotto l’effetto dei pesi propri e di un carico distribuito di 1 Kn/ml applicato all’estremità superiore del parapetto. I profilati casi sono stati verificati con successo al momento flettente a cui sono soggetti, come pure i cordoni di saldatura che sono stati verificati allo sforzo tagliente “peso proprio” ed allo sforzo perpendicolare causato dal momento

“carico distribuito”. La verifica più onerosa è senz’altro quella delle viti che devono sopportare uno sforzo assiale capace di contrastare un momento flettente di 440 Nm. La singola forza sopportabile da una vite è di:

$$R_d = f_{3,d}(l_{ef} - d) = 428N$$

dove:

$f_{3,d}$  è il valore di calcolo del parametro di estrazione della vite;

$l_{ef}$  è la lunghezza filettata, in millimetri, nell’elemento che riceve la punta della vite;

$d$  è il diametro, in millimetri, misurato sulla parte liscia del gambo;

$f_{3,d}$  viene ricavato dalla seguente espressione:  $f_{3,k} = (1,5 + 0,6d)\sqrt{\rho_k}$

Scaturisce pertanto un  $M_r = 479$  Nm, considerando i relativi bracci delle singole forze. La verifica risulta quindi verificata, considerando che lo sforzo tagliente che devono sopportare le viti è del tutto influente.

## 9.4 Progetto delle connessioni.

Prima di mostrare la realizzazione delle singole connessioni, è bene rilevare alcuni criteri progettuali seguiti:

- ✓ sono stati utilizzati (per le connessioni a tranciamento) solo spinotti e bulloni  $\varnothing 12$ , come consigliato dall'EC per le strutture in zona sismica, in modo da dare maggiore duttilità alla connessione,
- ✓ l'unione è stata creata il più possibile al centro dell'elemento, in modo tale da diminuire al massimo le sollecitazioni trasversali derivanti da ritiro, questo è stato già visto avviene in maniera pronunciata in tale senso,
- ✓ i fori creati nel legname per l'unione, sono stati realizzati in modo sfalsato (dello stesso diametro del foro) nel senso ortogonale della fibratura per non dare piani preferenziali di rottura a causa delle forze di ritiro e dell'azione agente sullo stesso collegamento,
- ✓ tutti i bulloni sono accompagnati per il contatto con il legname da una rondella, avente il diametro di  $3d$  e lo spessore di  $0,3d$  con  $d$  diametro del mezzo di unione.

### *Unione delle aste del cavalletto con la sella e la cerniera.*

Le due aste del cavalletto vengono sollecitate in maniera diversa a seconda delle varie combinazioni di carico, visto però che la sollecitazione massima di progetto si avvicina molto è stato deciso di effettuare due connessioni uguali per semplicità di realizzazione. Nel caso in esame arrotondando per eccesso le forze di progetto risultano di  $-195$  Kn al piede e di  $-230$  Kn per l'unione con la sella, in realtà in una delle due aste si può in talune circostanze istaurare una sollecitazione di trazione pari a  $75$  Kn. Quest'ultima sollecitazione non crea nessun problema trattandosi di una unione a tranciamento, nella quale il cambiamento di direzione non lo instabilizza.

Viene quindi realizzata alla testa una connessione composta da 11 bulloni e 24 spinotti, aventi una resistenza singola di 8054 N. La piastra (sp. 2 cm) di connessione viene inserita con un intaglio nella metà della trave di legno. Il numero di spinotti efficaci dovrà essere ridotto considerato che sono disposti in file di otto unità (maggiori di 6), dovremo quindi utilizzare la seguente formula:

$$n_{ef} = 6 + \frac{2}{3}(n - 6)$$

il numero totale di mezzi di unione da considerare sono quindi 32,3, per una capacità portante totale di 260 Kn a paragone del valore di progetto pari a 230 Kn. Nelle due unioni vengono rispettati gli interassi minimi che sono di 8,4 cm nel senso della fibratura e di 4,8 cm nel senso ortogonale.

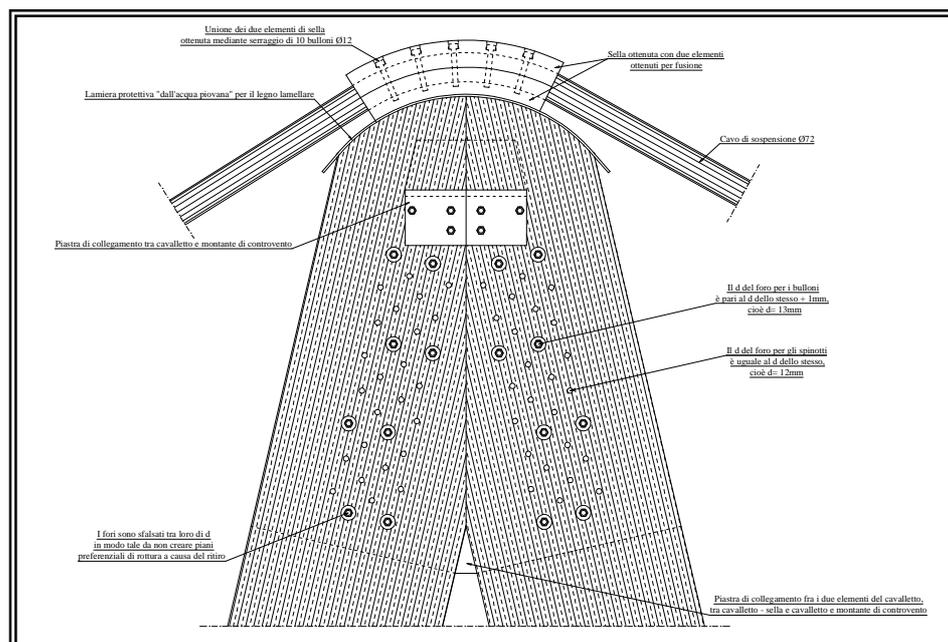


Figura 5: Schema dell'unione alla testa del cavalletto.

L'unione al piede, è realizzata con 8 bulloni e 24 spinotti, aventi una resistenza singola di 8054 N. Il numero di spinotti efficaci dovrà essere ridotto considerato che sono disposti in file di otto unità (maggiori di 6), ottenendo un totale di mezzi di unione da considerare pari a 29,3, per una capacità portante totale di 236 Kn a fronte del valore di progetto pari a 195 Kn.

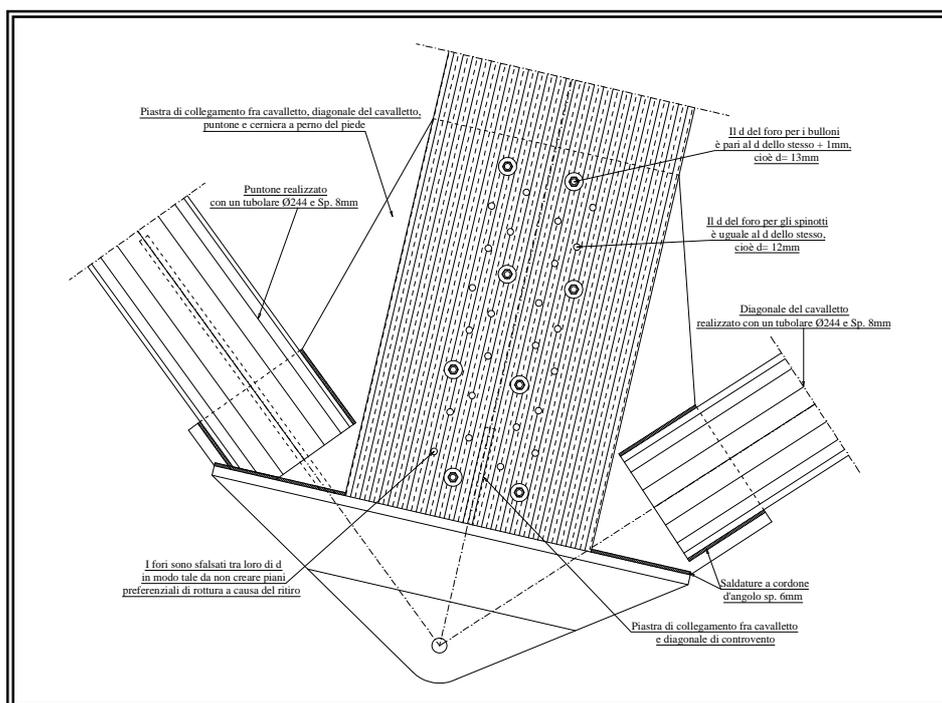


Figura 6: Schema dell'unione al piede del cavalletto.

*Unione del puntone alla travata a sbalzo.*

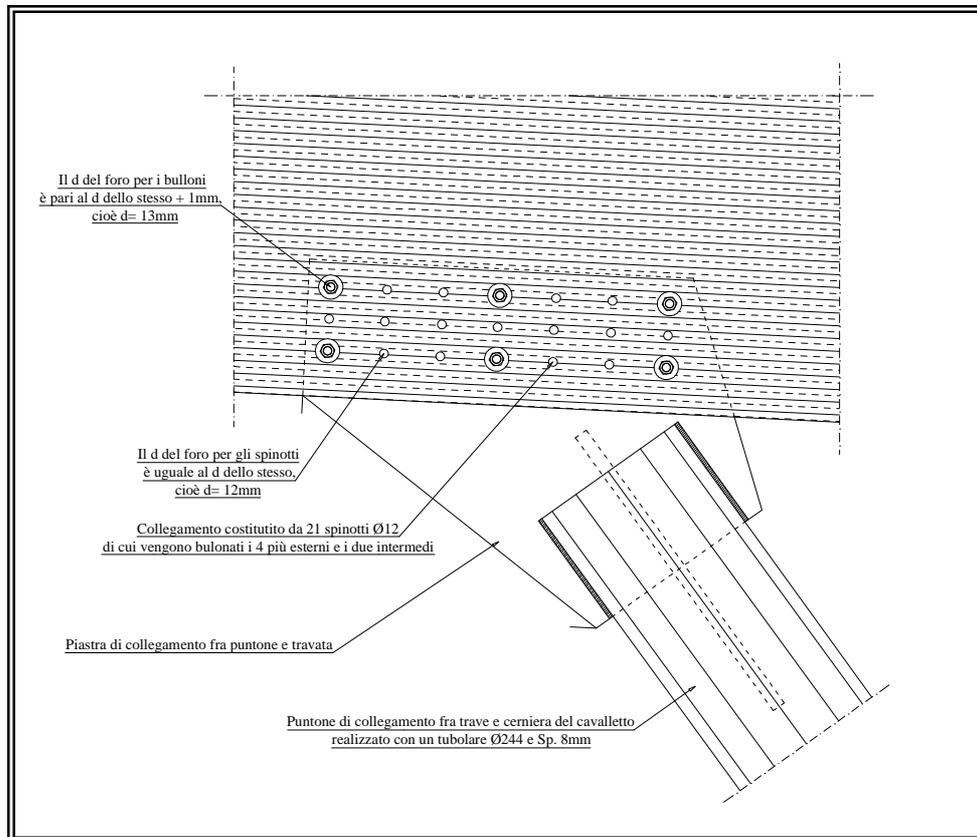


Figura 7: Schema dell'unione fra puntone e trave a sbalzo.

Questo collegamento viene realizzato mediante una piastra (Sp. 2 cm) inserita grazie ad un intaglio nel mezzo della trave. L'unione avviene poi con 6 bulloni e 15 spinotti. La massima resistenza singolarmente è di 8054 N per arrivare ad una resistenza totale di 169 Kn, a fronte della forza di progetto pari a 118 Kn. In questo caso non si effettua nessuna riduzione, infatti i mezzi di unione sono in file di 7 elementi ma non nella direzione di carico. Dovremo però fare una verifica particolare prevista per le unioni oblique, con la seguente formula:

$$V_d \leq 2f_{v,d} \cdot b_e \cdot \frac{t}{3} = 271,5Kn$$

Come prevedibile, data la notevole altezza della trave e quindi di  $b_e$ , la verifica viene ampiamente soddisfatta.

*Unione del puntone di cavalletto con il cavalletto stesso ed il montante di controventamento HE 260B.*

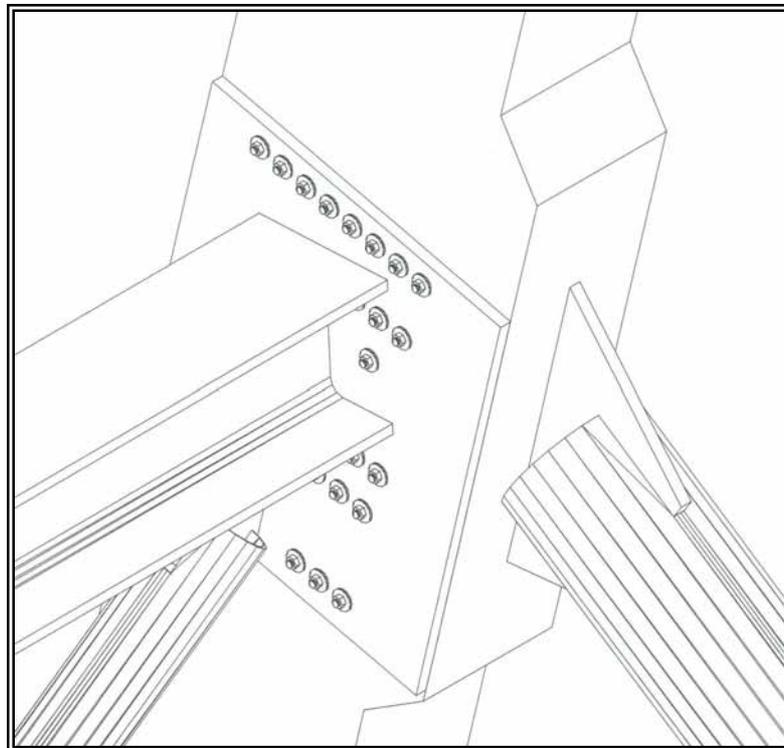


Figura 8: Schema dell'unione fra cavalletto, diagonale del cavalletto e controventamento di base.

Per prima cosa bisogna evidenziare come in questo caso sia stato utilizzato dei bulloni come mezzo di unione, questo deriva dalla sollecitazione a cui devono resistere che oltre ad essere di tranciamento è anche assiale (derivante dal controventamento). In questa unione il perno deve resistere alla forza di tranciamento impressa dal puntone, dal montante HE 260B (appoggio per le travi) e lo sforzo assiale derivante dall'azione del controventamento. Quest'ultima è notevolmente minore delle altre e quindi non vincolante per la progettazione. Le altre due forze taglianti agiscono su due sezioni del perno differenti e proprio per questo è sufficiente progettare l'unione per la più significativa di queste. Nella pratica la massima forza esercitata è di 164 Kn. I bulloni resistenti sono 26, con una resistenza singolarmente di 8054 N per poi dare un totale di 209 Kn. Dovremo fare anche la verifica prevista per le unioni oblique, con la seguente formula:

$$V_d \leq 2f_{v,d} \cdot b_e \cdot \frac{t}{3} = 169 \text{ Kn}$$

Per ottenere che la verifica risultasse soddisfatta, abbiamo dovuto avere un  $b_e$  di almeno 50 cm. Per far sì che questo potesse avvenire, abbiamo dovuto aumentare la larghezza della trave nel tratto della unione, portandola da 50 cm a 60 cm ed avere il  $b_e$  sufficiente. Dalla figura 20 si può anche notare che nella parte più bassa dell'unione sono stati introdotti 5 bulloni, questi sono stati introdotti per evitare una possibile instabilizzazione della piastra esterna a causa dell'azione del diagonale.

*Unione del controventamento di base con il cavalletto.*

Questo collegamento riguarda la seconda gamba del cavalletto (la prima figura 20), ed è evidentemente di più facile risoluzione di quello visto sopra. In questo caso abbiamo una piccola forza assiale esercitata sul mezzo di unione, più una di tranciamento a causa del diagonale. Essendo le sollecitazioni molto limitate l'unione risulta essere sovradimensionata, ma consapevolmente; infatti è stato necessario mettere 7 bulloni per parte per evitare qualsiasi tipo di instabilizzazione della piastra. La piastra è lunga circa 55 cm e tutta deve essere

fissata in modo da rimanere a contatto con la superficie della trave.

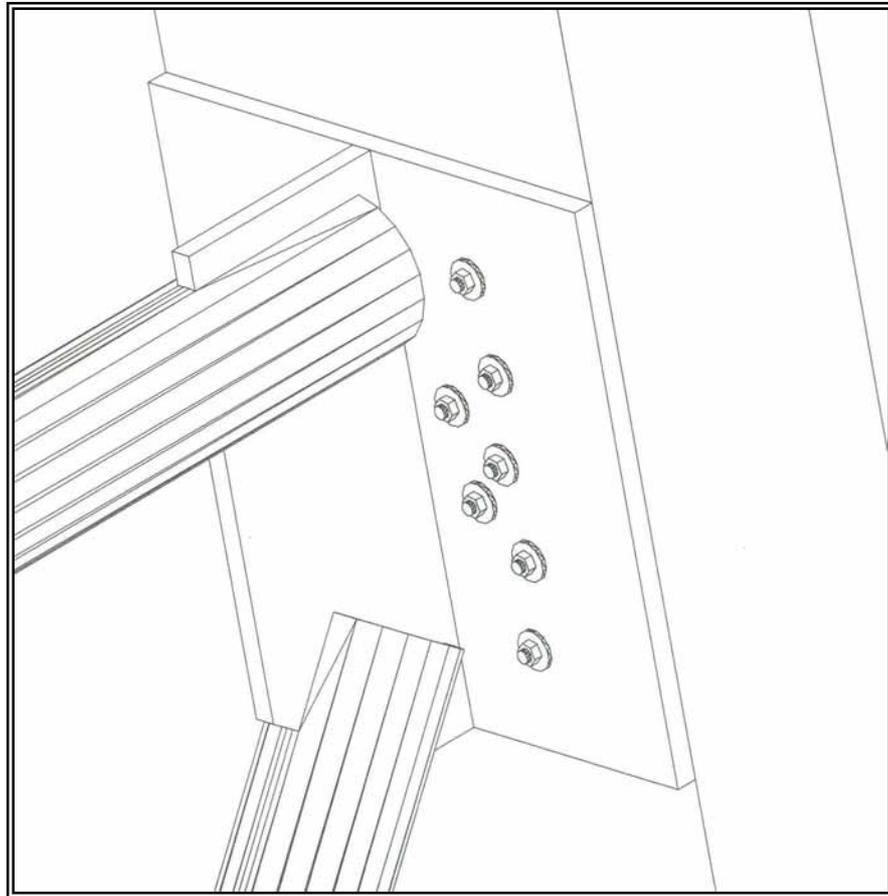


Figura 9: Schema dell'unione fra cavalletto e controventamento di base.

*Unione tra travata principale e quella laterale a sbalzo.*

L'unione che viene creata equivale ad una sella posta verso il basso. È stato deciso di creare questo collegamento, in modo da evitare qualsiasi tipo di frattura nel legno a causa di forze perpendicolari alla fibratura. Risulta infatti essere molto debole il piano di taglio creato per fare la sella. In questa maniera tutto lo sforzo ricade sui 4 bulloni Ø20 (sforzo assiale).

Lo sforzo assiale a cui devono resistere i 4 bulloni (classe 4.8) è di 150 Kn, per cui la verifica risulta:

$$F_{t,Sd} = 98,68N / mm^2 \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \cdot 400}{1,35} = 266,66N / mm^2$$

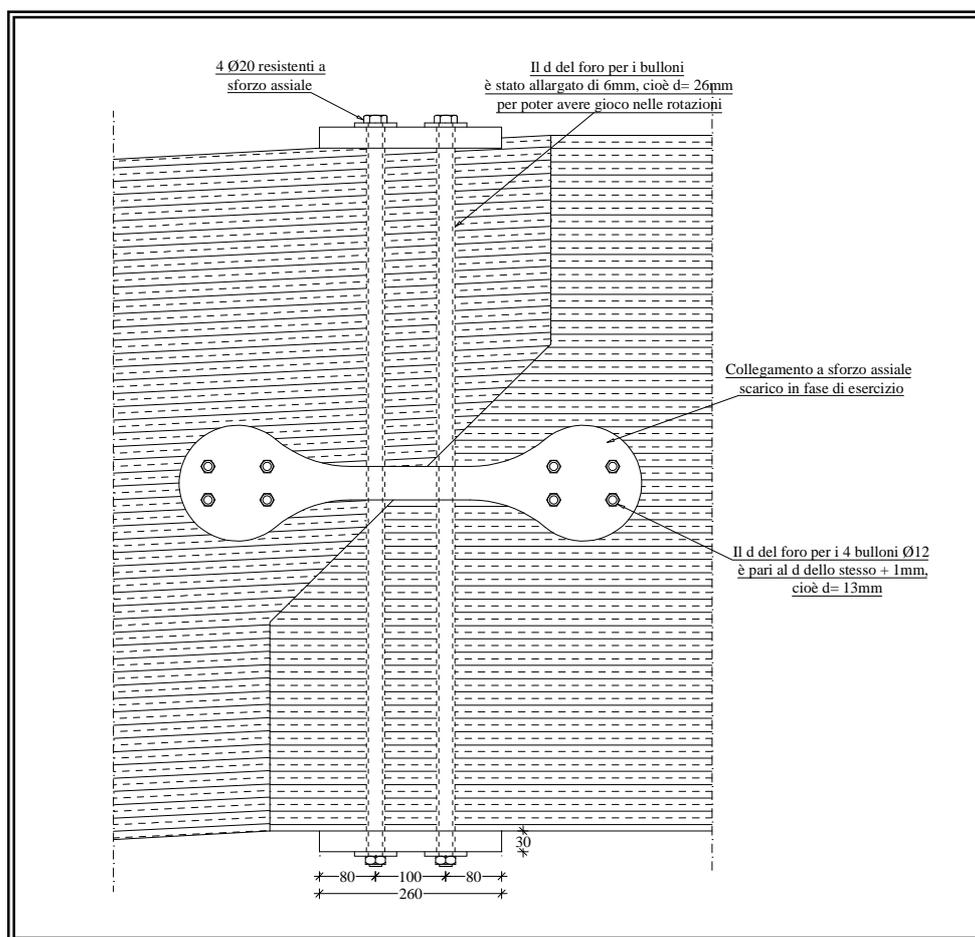


Figura 10: Schema del collegamento fra travata principale e quella laterale a sbalzo.

Dopo aver visto che questa verifica è stata soddisfatta, dovremo porci il problema delle piastre. Queste devono essere verificate in modo che resistano ad uno schema di doppio appoggio con gli sbalzi laterali (figura qui sotto).

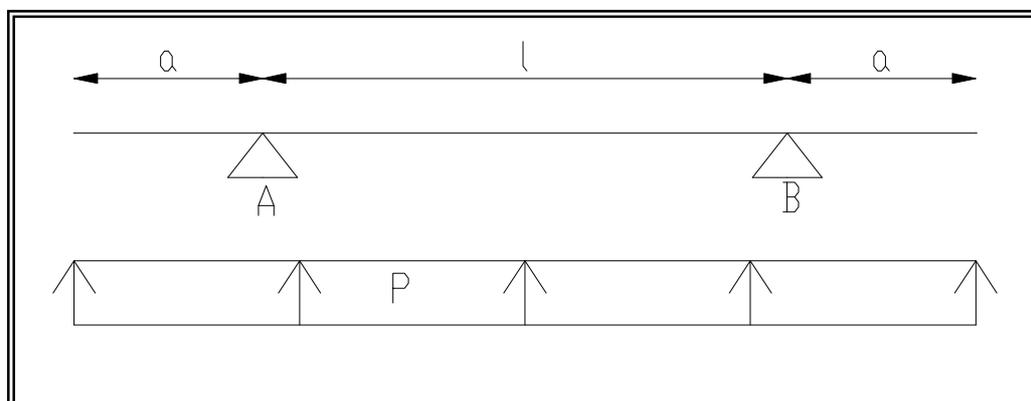


Figura 11: Schema statico della piastra.

La pressione P è quella che sarà esercitata perpendicolarmente alla trave di legno, ed anche questa dovrà essere verificata:

$$\sigma_{c,90,d} = 1,8f_{c,90,d} = 3,44N / mm^2$$

La nostra pressione risulta essere invece di 0,22 N/mm<sup>2</sup> e quindi del tutto soddisfacente. Proprio perché abbiamo una così bassa pressione, la piastra non avrà nessun tipo di problema di resistenza e deformabilità.

Da evidenziare come i fori per i bulloni siano stati fatti più grandi in modo da poter creare gioco e permettere delle piccole rotazioni.

Sono state poste anche delle piastre sui lati delle due travi, collegate trasversalmente da quattro bulloni Ø12 su entrambe le travi, in modo da creare una unione a sforzo assiale in via cautelativa. La progettazione di questa è stata realizzata con un quinto dello sforzo gravante sui quattro bulloni Ø20 e cioè 30 Kn. Ricordiamo che questa unione non deve lavorare a questo sforzo, ed è stata creata solo per precauzione.

*Unione tra pendino e travata principale.*

Il principio fondamentale che a spinto a questa soluzione è quello di evitare di appendere forze perpendicolari alla travata, molto pericolose perché il legno è molto debole a tale sollecitazione. Per evitare che potesse succedere una cosa del genere è stato deciso di forare la trave ed ancorare nella parte sottostante il pendino con un tronco di sfera. Quest'ultimo poggerà su una piastra per ripartire le forze sul legno, ed in più può permettere dei piccoli movimenti allo stesso pendino senza causare sollecitazioni. Proprio per dare maggiore gioco a quest'ultimo, il foro nel legno è stato realizzato più grande. Il pendino è stato realizzato in acciaio Fe 360, con un diametro di 2 cm, in realtà l'entità della sollecitazione avrebbe permesso anche un diametro inferiore ma abbiamo preferito questo per evitare problemi di instabilità o di altra natura. La pressione P che sarà esercitata perpendicolarmente alla trave di legno tramite la piastra, non dovrà superare il seguente limite:

$$\sigma_{c,90,d} = 1,8f_{c,90,d} = 3,44N / mm^2$$

Nel caso corrente risulta essere al massimo di  $1,50 \text{ N/mm}^2$  e quindi del tutto soddisfacente. La piastra ha uno schema di doppia mensola su un appoggio centrale, considerato che la mensola ha una lunghezza di 5 cm il momento massimo sarà:

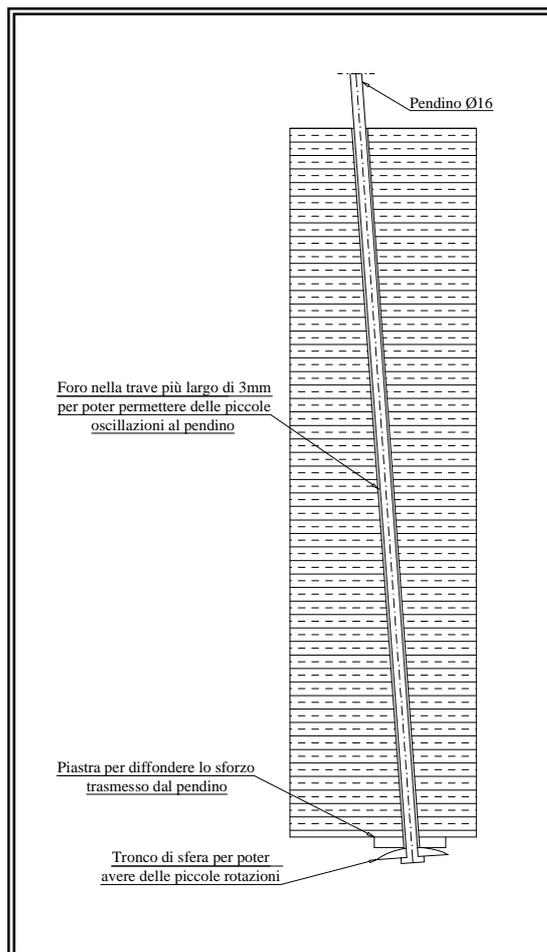
$$M = P (100 \times 50 \times 25) / 2 = 93750 \text{ N} \times \text{mm}$$

Il modulo di resistenza è:

$$W = (h^2 / 100) / 6 = 3750 \text{ mm}^3$$

E pertanto possiamo effettuare la verifica:

$$M_{sd} = 93750 \text{ N} / \text{mm}^2 \leq M_{Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{3750 \times 235}{1,05} = 839285 \text{ N} / \text{mm}^2$$



Il tutto risulta ampiamente verificato ma riteniamo opportuno non mettere una piastra inferiore ad 1,5 cm.

Figura 12: Aggancio del pendino nella trave.

## 9.5 Connessioni in acciaio.

Tutti i collegamenti devono avere una resistenza di progetto tale che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti fondamentali per il progetto. Tutti i collegamenti acciaio-acciaio, sono realizzati con saldature a cordoni d'angolo o di testa a parziale penetrazione. Per saldatura a parziale penetrazione si intende una saldatura di testa nella quale la penetrazione è inferiore all'intero spessore del metallo base. I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono:

$\gamma_{Mw} = 1,35$  per le saldature d'angolo;

$\gamma_{Mw} = 1,05$  per le saldature di I° classe;

$\gamma_{Mw} = 1,20$  per le saldature di II° classe.

La resistenza dei collegamenti deve essere determinata in base alla resistenza delle saldature. Per la determinazione di questa, sono state accettate delle ipotesi di progetto; i collegamenti possono essere progettati distribuendo le forze ed i momenti interni nel modo che risulta il più razionale purchè:

- ✓ le forze ed i momenti interni assunti siano in equilibrio con le forze ed i momenti applicati;
- ✓ ciascun elemento del collegamento sia in grado di resistere alle forze ed alle sollecitazioni considerate nell'analisi;
- ✓ le deformazioni derivanti da questa distribuzione non superino la capacità di deformazione dei dispositivi di giunzione o saldature e delle parti collegate;
- ✓ le deformazioni assunte in qualsiasi modello di progetto basato sulle linee di snervamento siano basate su rotazioni rigide (e deformazioni nel piano) che siano fisicamente possibili.

Il raggio delle saldature viene scelto sia in base ai profilati utilizzati, sia in base ai parametri stabiliti dalla normativa; cercando di uniformarlo per tutte le giunzioni.

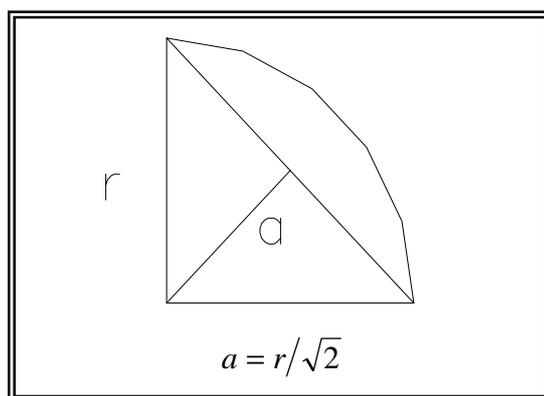
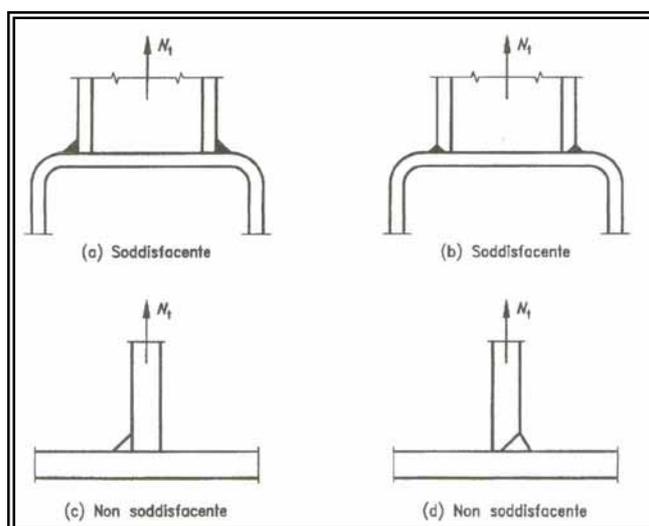


Figura 13: Cordone di saldatura.

Per il dimensionamento dei cordoni di saldatura si conduce una verifica a completo ripristino, ossia si suppone che entri in crisi prima l'asta rispetto all'unione. I coni di diffusione delle tensioni dal profilato alla piastra hanno un angolo di apertura di 60 gradi. Le basi di questi coni devono essere tali da fornire una sezione della piastra resistente agli sforzi che le vengono trasmessi; se i coni si sovrappongono anche le tensioni lo fanno, per cui si sommano. I cordoni di saldatura hanno spessore  $r = 6\text{mm}$  e  $a = 4.2\text{mm}$  dove non diversamente indicato.

Le saldature a cordoni d'angolo possono essere usate per collegare parti con angolo di cianfrino compreso fra  $60^\circ$  e  $120^\circ$ . Le stesse non devono terminare in corrispondenza degli angoli delle parti e degli elementi, ma devono essere fatte ritornare con continuità, a piena sezione, attorno all'angolo per una lunghezza pari a due volte il lato del cordone, ogni volta che tale



ritorno può essere fatto sullo stesso piano. I cordoni d'angolo possono essere continui o discontinui, quest'ultimi non possono essere utilizzati in ambienti corrosivi.

Figura 14: Alcune saldature possibili e non.

Una saldatura a cordoni d'angolo può essere usata quale parte di un gruppo di saldature attorno al perimetro di una sezione strutturale cava.

*Geometria e dimensioni.*

Di seguito possiamo vedere tutte le possibili unioni saldate.

Tipo di saldatura	Tipo di giunto		
	Giunto di testa	Giunto di testa a T	Giunto a sovrapposizione
Saldatura a cordoni d'angolo			
Saldatura di testa			
Saldatura di testa a penetrazione completa <sup>*)</sup>	 V singolo	 1/2 V o smusso semplice	
	 V doppio	 K o doppio smusso	
	 U singolo	 J singolo	
	 U doppio	 J doppio	
Saldatura di testa a penetrazione parziale <sup>*)</sup>	 V doppio parziale	 K parziale o doppio smusso	
	 U doppio parziale		
Saldatura entro fori			

Figura 15: Riassunto di tutte le saldature possibili.

Per tutte le saldature sono imposte delle limitazioni sulla lunghezza minima:  $L_0 \geq 15r$

### 9.5.1 Resistenza di progetto delle saldature.

La lunghezza efficace di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere posta pari alla lunghezza complessiva del cordone a piena sezione, comprese le parti terminali. Non occorre operare riduzioni della lunghezza efficace né all'inizio né alla fine della saldatura purchè il cordone sia mantenuto a piena sezione per tutta la sua lunghezza. Nel caso la lunghezza sia inferiore a 40mm oppure a 6 volte l'altezza di gola, la saldatura non deve essere considerata nei calcoli. Nei cordoni utilizzati l'altezza di gola è  $a = 4,2 \text{ mm}$ .

La resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo risulta adeguata se, in ciascun punto della sua lunghezza, la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura non supera la sua resistenza di progetto  $F_{w,Rd}$ . Il calcolo convenzionale delle tensioni deve essere eseguito ribaltando su uno dei lati del cordone la sezione di gola. La tensione risultante dalle azioni esterne sulla sezione di gola deve essere scomposta secondo tre direzioni ortogonali nelle componenti di modulo  $\tau_{per}; \sigma_{per}; \tau_{par}$ .

Nel caso siano presenti tutte e tre le componenti di tensione, devono essere verificate le seguenti limitazioni:

$$\sqrt{\tau_{per}^2 + \sigma_{per}^2 + \tau_{par}^2} \leq 0,85 f_d; \quad \text{per acciaio Fe 360} \quad (1)$$

$$|\tau_{per}| + |\sigma_{per}| \leq f_d; \quad \text{per acciaio Fe 360} \quad (2)$$

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensione  $\tau_{per}$  e  $\sigma_{per}$  è sufficiente verificare l'espressione (2) e nel contempo accertare che sia:

$$|\tau_{per}| \leq 0,85 f_d; \quad \text{per acciaio Fe 360}$$

$$|\sigma_{per}| \leq 0,85 f_d; \quad \text{per acciaio Fe 360}$$

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensione  $\tau_{per}$  e  $\tau_{par}$  è sufficiente verificare l'espressione (1).

Ove sia presente solo una delle componenti di tensione, basta ovviamente verificare che sia:

$$|\tau_{per}|; |\sigma_{per}|; |\tau_{par}| \leq 0,85 f_d ; \quad \text{per acciaio Fe 360}$$

Nel caso di saldature a parziale penetrazione, il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto. Le verifiche da effettuare sono le seguenti:

$$\sigma_{id} \leq f_d ; \quad \text{per saldature di I° classe}$$

$$\sigma_{id} \leq 0,85 f_d ; \quad \text{per saldature di II° classe}$$

$$\text{con: } \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{per}^2 + \sigma_{par}^2 - \sigma_{per} \sigma_{par} + 3\tau_{par}^2}$$

### 9.5.2 Progetto delle connessioni.

Tutte le connessioni effettuate con le saldature hanno una lunghezza minima di 10 cm, in modo da rispettare la limitazione minima di  $15r = 9,3$  cm. Per quanto concerne la connessione dei tubolari con le piastre di connessione, queste non hanno provocato nessun problema in virtù del fatto che questi profili sono stati ingranditi per motivi estetici. Le sollecitazioni reali a cui sono soggetti sono molto più piccole delle massime sopportabili, ed il progetto non verrà effettuato alla massima resistenza (come prevederebbe la normale progettazione). Infatti queste non raggiungeranno nella loro vita la sollecitazione massima, in quanto già con una sollecitazione notevolmente minore andrà in crisi la parte di struttura realizzata in legno.

Nei calcoli è stato adottato una  $f_d = 235 \text{ N/mm}^2$ , come previsto dal CNR-UNI 10011.

#### *Diagonali di controvento alla base dei cavalletti.*

Tutti i controventi alle basi dei cavalletti sono realizzati con tubolari di diametro di 139,7 mm e spessore di 4 mm. L'unione con la piastra è effettuata

con quattro cordoni di lunghezza 10 cm. Essendo sollecitati da una componente assiale la verifica dovrà soddisfare la seguente relazione:

$$|\tau_{per}|; |\sigma_{per}|; |\tau_{par}| \leq 0,85 f_d$$

La sollecitazione massima sopportabile (di trazione o compressione) sarà quindi:

$$N_{max} = l \cdot a \cdot 4 \cdot f_d = 420 \text{ Kn}$$

Come ci si può aspettare risulta moltissimo superiore (quasi 5 volte) alla massima sollecitazione prevista, che è inferiore a 100 Kn. La piastra viene ampiamente verificata a sforzo di trazione o compressione, considerando il cono di diffusione di 60°.

*I puntoni del cavalletto.*

I puntoni del cavalletto sono realizzati con tubolari di diametro di 244,5 mm e spessore di 8 mm. L'unione con la piastra è effettuata con quattro cordoni di lunghezza 18 cm.

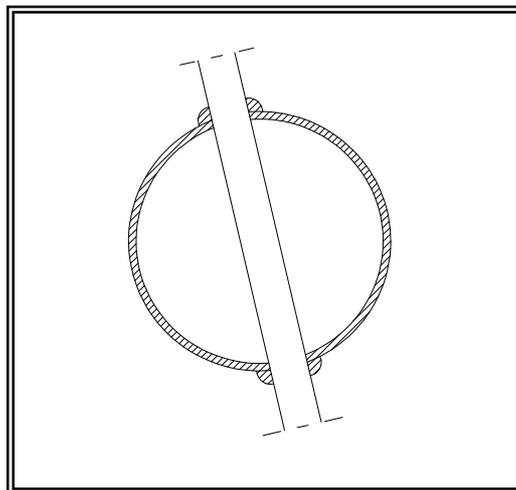


Figura 16: Schema dell'inserimento della piastra all'interno del tubolare con i quattro cordoni di saldatura.

Essendo sollecitati da una componente assiale la verifica dovrà soddisfare la seguente relazione:

$$|\tau_{per}|; |\sigma_{per}|; |\tau_{par}| \leq 0,85 f_d$$

La sollecitazione massima sopportabile (di trazione o compressione) sarà quindi:

$$N_{\max} = l \cdot a \cdot 4 \cdot f_d = 710 \text{ Kn}$$

Come ci si può aspettare risulta moltissimo superiore (circa 4 volte) alla massima sollecitazione prevista, che è 185 Kn. La piastra viene ampiamente verificata a sforzo di trazione o compressione, considerando il cono di diffusione a 60°.

*Montante HE 260B e cerniera al piede.*

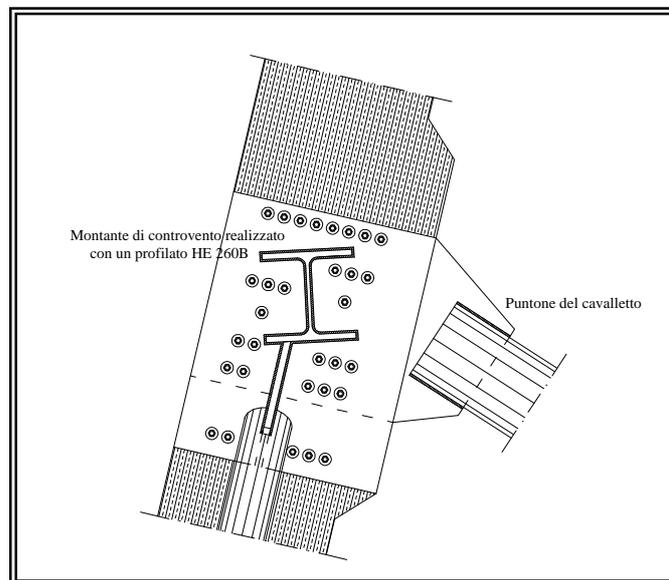
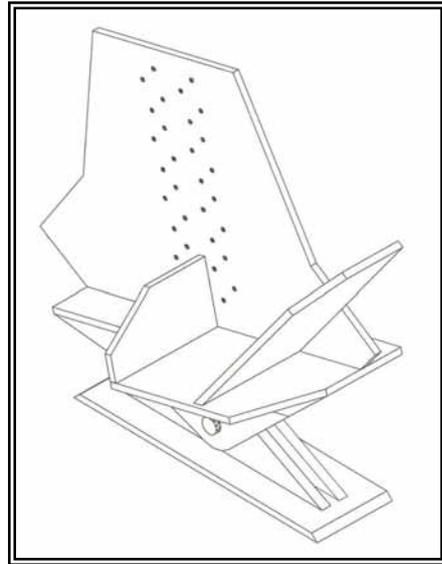


Figura 17: Schema dell'unione in cui è inserito il montante HE 260B.

Il montante ha la funzione di appoggio per le travate del ponte, essendo lo sforzo massimo previsto di 135 Kn. La saldatura prevista (tutto il perimetro del profilato) dovrà resistere ad uno sforzo tagliante pari a quest'ultimo.

La verifica risulta superflua confrontando la notevole lunghezza della saldatura rispetto alla forza non molto elevata. Lo stesso ragionamento si può effettuare per le cerniere al piede, nelle quali tutte le unioni previste fra piastre, sono realizzate dove possibile da cordoni altrimenti da saldature di testa a parziale penetrazione. Le saldature risultano avere una lunghezza efficace notevolmente superiore a quella necessaria per i carichi previsti. Pertanto la verifica risulta ampiamente verificata.

Figura 18: Schema di tutte le piastre collegate alla cerniera.



## 9.6 Vincoli esterni.

### 9.6.1 Cerniera a perno.

Il vincolo che permette di scaricare a terra la sollecitazione che scaturisce sui cavalletti è una cerniera a perno, vedi figura di pagina precedente. La progettazione di quest'ultima, consiste nel dimensionare il perno a tranciamento, oltre a verificare le piastre della cerniera a rifollamento e stabilità laterale.

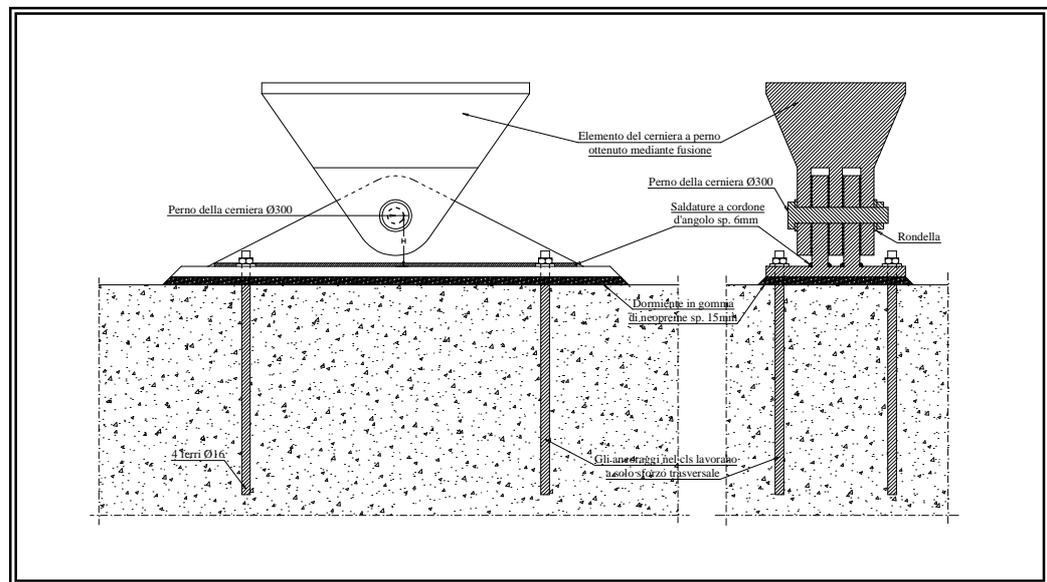


Figura 19: La cerniera a perno.

Il perno ha un diametro di 300 mm, mentre le piastre che arrivano a terra (2) sono spesse  $t = 30$  mm e quelle che vengono dall'alto (3) sono spesse  $t_1 = 25$  mm. Il carico assiale è di 200 Kn e pertanto possiamo effettuare una verifica di tranciamento per il perno, con una  $F = 67$  Kn.

$$\tau = \frac{F}{\pi r^2} = 94 \text{ N/mm}^2 < f_{dv}$$

La verifica a rifollamento della piastra che arriva a terra con  $t = 30$  mm,  $d = 30$  mm e  $F = 100$  Kn, è:

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t \cdot d} = 112 \text{ N/mm}^2 < 1,35 f_d$$

La verifica a rifollamento della piastra che arriva dall'alto con  $t = 25$  mm,  $d = 30$  mm e  $F = 67$  Kn, è:

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t \cdot d} = 90 N / mm^2 < 1,35 f_d$$

Oltre ad uno sforzo assiale, la cerniera può essere sollecitata da una forza trasversale trasmessa dal diagonale di controvento. La forza in questione ha una intensità massima di 45 Kn. Questa viene diffusa dal punto di applicazione (perno) fino alla base con un cono di diffusione a  $45^\circ$ . La sezione collaborante ha quindi una larghezza pari al diametro del perno più le due fasce laterali date dall'altezza  $H = 9,5$  cm per il  $\cos 45^\circ$ . Pertanto la sezione resistente ha una dimensione di (16,5x3) ed un  $W=24750$  mm<sup>3</sup>, con una flessione massima sopportabile pari a:

$$M_{res} = f_d \cdot W = 5816250 Nmm$$

la sollecitazione massima è data:

$$M_{max} = 45000 \cdot H = 4275000 Nmm$$

la verifica risulta quindi perfettamente verificata.

### 9.6.2 Appoggio fisso.

Lo schema di funzionamento del vincolo (vedi figura della pagina seguente) consiste in una piastra verticale inserita con un intaglio al centro della trave e collegata a questa con spinotti e bulloni (resistenti a sforno normale della trave). La stessa trave poggia su una piastra piana che grava su due piastre laterali. Quest'ultime hanno il compito di trasmettere le forze del vincolo ad una piastra di base, alla quale sono saldate. La sopra citata è ancorata al cls tramite quattro ferri resistenti a sforzo trasversale. Di seguito non vengono riportate le verifiche delle saldature, delle piastre e degli ancoraggi nel cls, in quanto viste le sollecitazioni molto modeste, (sforzo di appoggio 90 Kn, sforzo trasversale 3 Kn, sforzo normale 110 Kn), vengono facilmente verificate. Da notare il dormiente sotto la piastra di base.

L'unione tra trave e piastra verticale è realizzata con 14 spinotti e 4 bulloni, con ciascuno una resistenza di 8054 N. Sommando le resistenze viene fuori una resistenza totale di 144 Kn maggiore dello sforzo massimo da sopportare di 110 Kn. Da notare come i fori dei mezzi di unione siano sfalsati di  $d$  (diametro del mezzo di unione) nel senso dello sforzo sollecitante; questo è stato fatto volutamente per evitare il formarsi di piani di rottura preferenziali. Le verifiche a rifollamento e di resistenza della piastra non creano nessun problema.

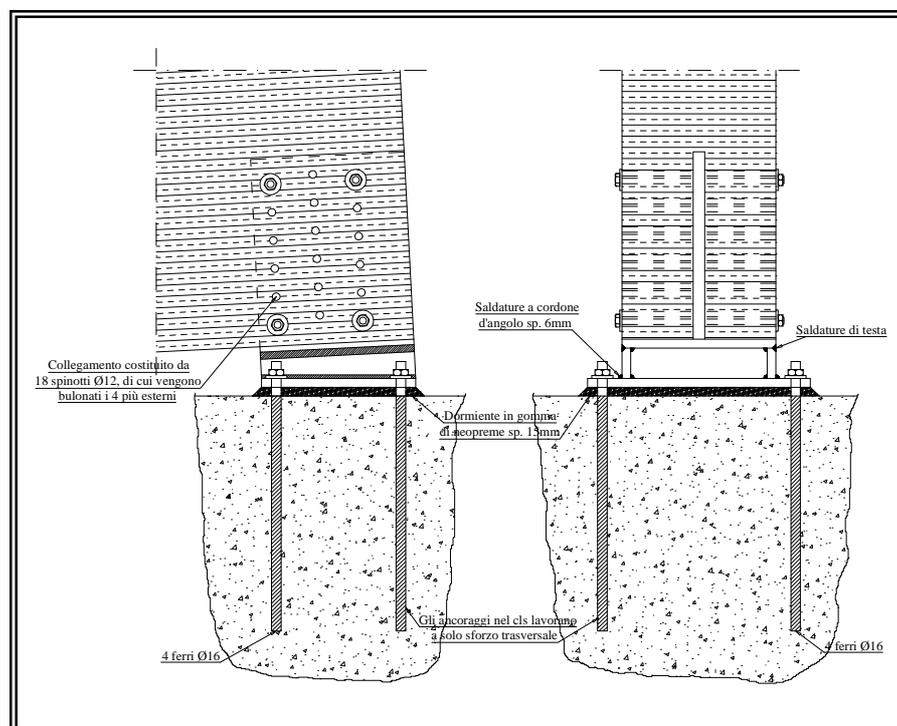


Figura 20: Appoggio fisso.

### 9.6.3 Appoggio scorrevole.

Lo schema di funzionamento del vincolo (vedi figura della pagina seguente) consiste in una piastra piana su cui poggia la trave, saldata a due piastre laterali. Quest'ultime hanno il compito di assorbire il piccolo sforzo trasversale e di trasmettere le forze del vincolo ad una piastra di base, alla quale sono saldate. La piastra di base è ancorata al cls tramite quattro ferri resistenti a sforzo trasversale. Di seguito non vengono riportate le verifiche delle saldature, delle piastre e degli ancoraggi nel cls, in quanto viste le

sollecitazioni molto modeste, (sforzo di appoggio 90 Kn, sforzo trasversale 16 Kn), vengono facilmente verificate. Da notare il dormiente sotto la piastra di base in gomma di neoprene ed i fogli di teflon interposti fra le piastre ed il legno lamellare.

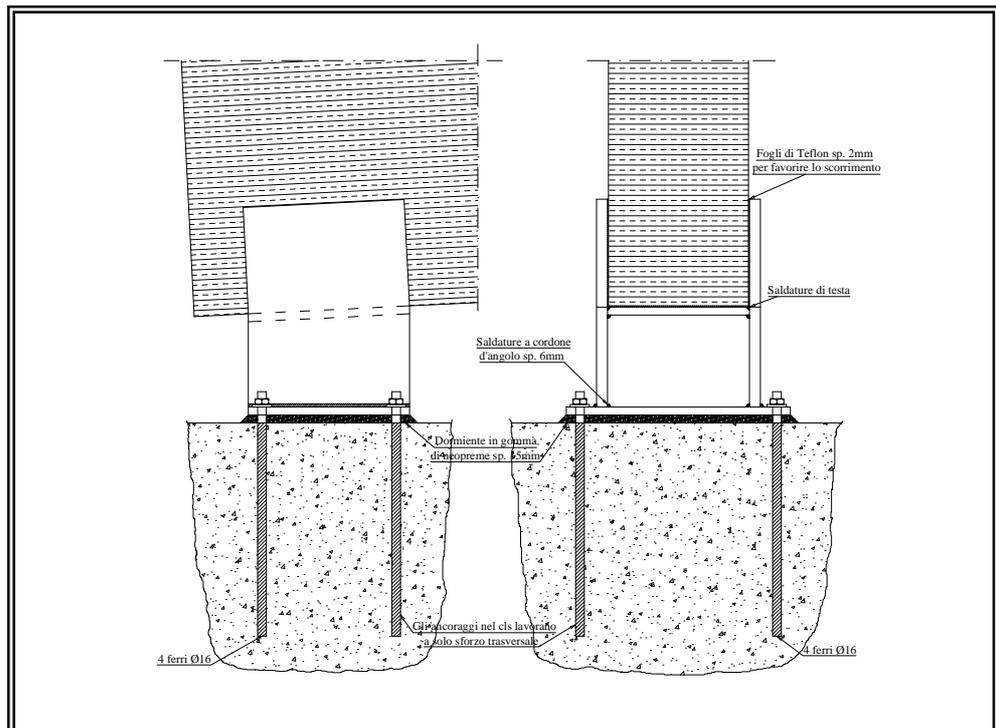


Figura 21: Appoggio scorrevole.

## CAPITOLO 10

### STUDIO DELLE FORME MODALI, LE VIBRAZIONI E ANALISI SISMICA

#### 10.1 Analisi dinamica.

Fondamentale per lo studio degli attraversamenti pedonali è considerare il comportamento in esercizio, in modo da valutare le vibrazioni indotte dal passaggio dei pedoni. Possono essere infatti molto fastidiose le vibrazioni di una struttura, e bisogna fare il modo che non creino disagio nel percorrere l'attraversamento. Bisogna quindi studiare con attenzione, sia le forme modali, che definiscono i movimenti caratteristici del ponte, sia le frequenze prodotte dal transito di persone, in modo da valutare se in alcune parti c'è un eccesso di rigidità o necessitano di essere rinforzate. La modellazione della struttura è stata effettuata con il calcolo agli elementi finiti, in modo da vedere come si comporta l'intera struttura al sistema delle azioni, sia statiche che dinamiche, che si svilupperanno durante il corso della vita. L'analisi dinamica riveste una importanza notevole, e non basta determinare la deformata flessionale nel piano verticale, (indotta dai carichi verticali), ma è necessario conoscere la deformata trasversale.

Durante l'analisi dei modi di vibrare della struttura, è stato notato come era necessario intervenire sui cavalletti che sorreggono il cavo di sospensione, per poter dare una maggiore stabilità. Nel modello finale è stato pertanto introdotto dei controventi trasversali sia nella parte superiore che inferiore in modo da ridurre il periodo di oscillazione "troppo elevato" in senso trasversale. Di più difficile intervento nel senso longitudinale, nel quale dovrà limitare le oscillazioni la rigidità dei singoli puntoni dei cavalletti.

Nel modello agli elementi finiti sono stati considerati elementi aventi caratteristiche dei materiali uniformi. Particolare attenzione deve essere riposta nella scelta del modulo elastico longitudinale  $E$ , che può variare fra lo statico ed il dinamico. Bisogna anche considerare anche la cedevolezza delle

giunzioni, che si fanno sentire in modo particolare in strutture reticolari e molto meno in strutture come quella oggetto di studio, dove sono presenti travate molto estese e poche giunzioni. In definitiva ho ritenuto opportuno di adottare un modulo elastico longitudinale  $E_d = 12600 \text{ N/mm}^2$ .

Sono state valutate le forme modali per raggiungere il 90% della massa partecipante, come previsto dalla nuova normativa, ma le prime tre forme restano sempre le più significative.

MODO	PERIODO (sec)	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
1	1.072883	0.93207	5.8564	34.297
2	1.056067	0.94691	5.9496	35.398
3	0.968251	1.0328	6.4892	42.11

Tabella 1: Valori delle prime tre forme modali.

Come si vede dalla tabella qui sopra il periodo massimo corrisponde ad 1,07 sec, il che non è pochissimo, ma bisogna tener conto che si tratta di una struttura in legno con campata poco inferiore ai 50 metri e sospesa. Pertanto riteniamo del tutto positivi i valori qui riportati per le prime tre forme modali. Di seguito sono riportate le prime tre forme modali, dalle quali possiamo vedere in modo migliore come si comporta la struttura. La prima forma modale corrisponde ad una oscillazione verticale della travata centrale, come era prevedibile aspettarsi. La seconda invece corrisponde ad una traslazione trasversale concorde dei due cavalletti di sospensione, viceversa la terza forma modale coincide con una traslazione trasversale dei due cavalletti di sospensione, questa volta in senso contrario.

**Prima forma modale** (frequenza  $\nu = 0.93$  Cyc/sec; periodo  $T = 1.07$  sec)

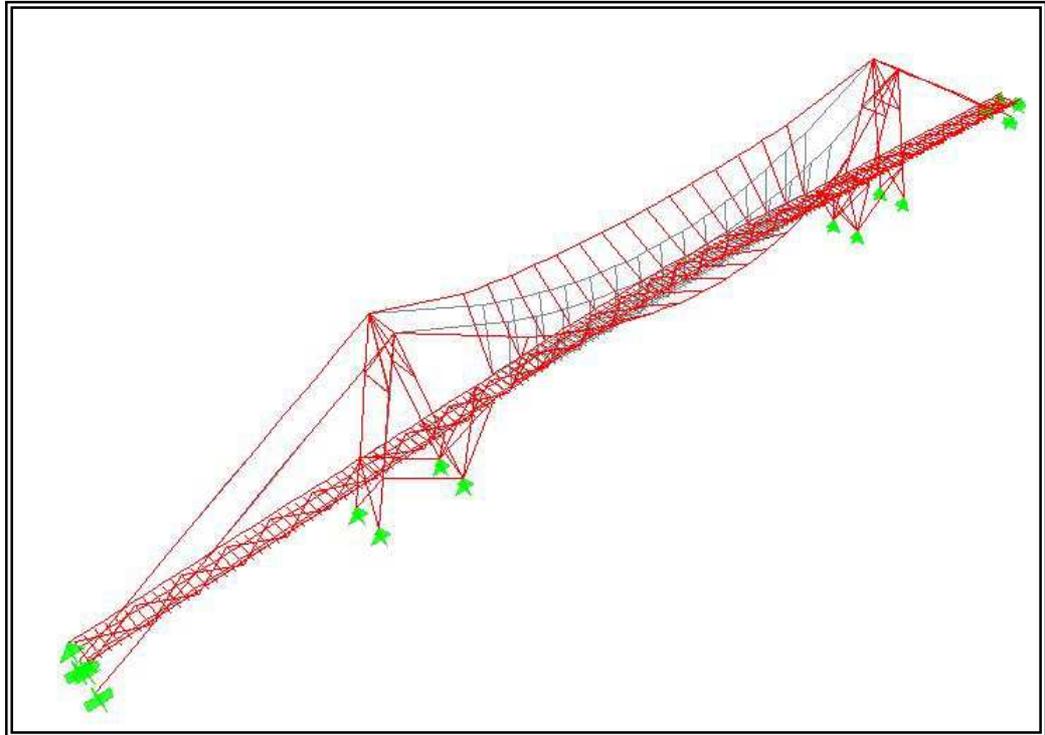


Figura 1: Vista tridimensionale.

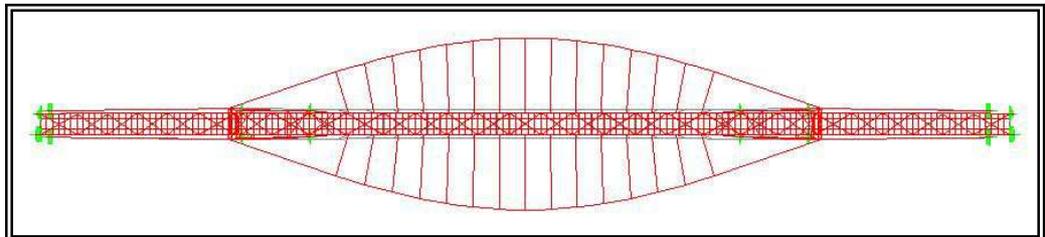


Figura 2: Vista dall'alto.

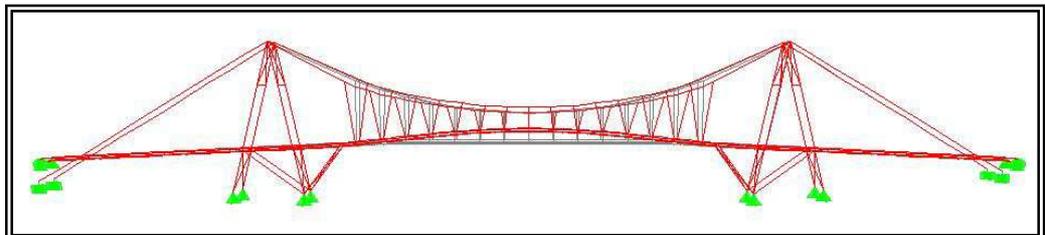


Figura 3: Vista laterale.

*Seconda forma modale* (frequenza  $\nu = 0.94$  Cyc/sec; periodo  $T = 1.05$  sec)

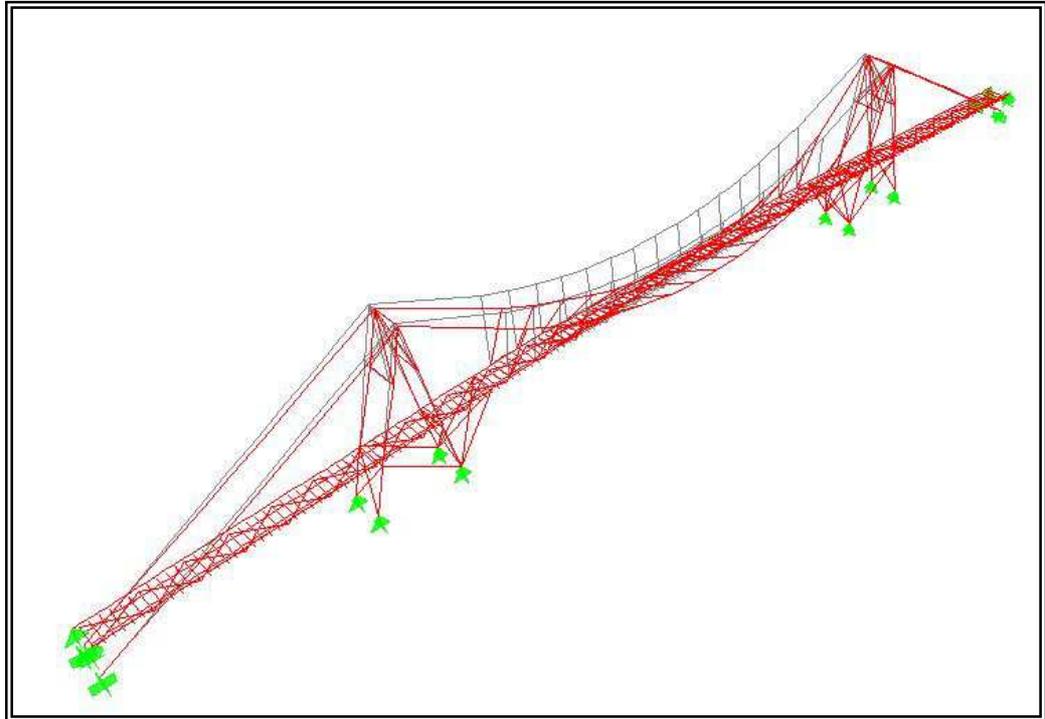


Figura 4: Vista tridimensionale.

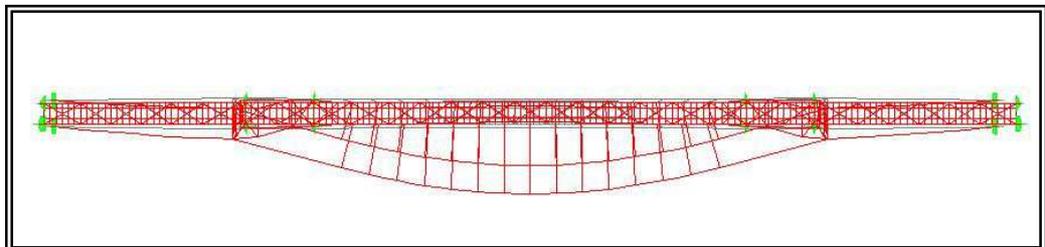


Figura 5: Vista dall'alto.

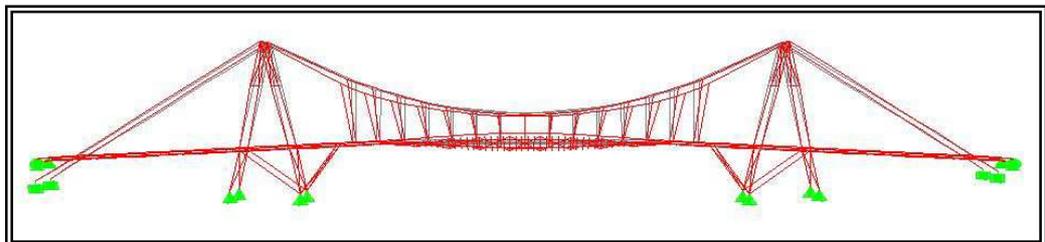


Figura 6: Vista laterale.

**Terza forma modale** (frequenza  $\nu = 1.03$  Cyc/sec; periodo  $T = 0.96$  sec)

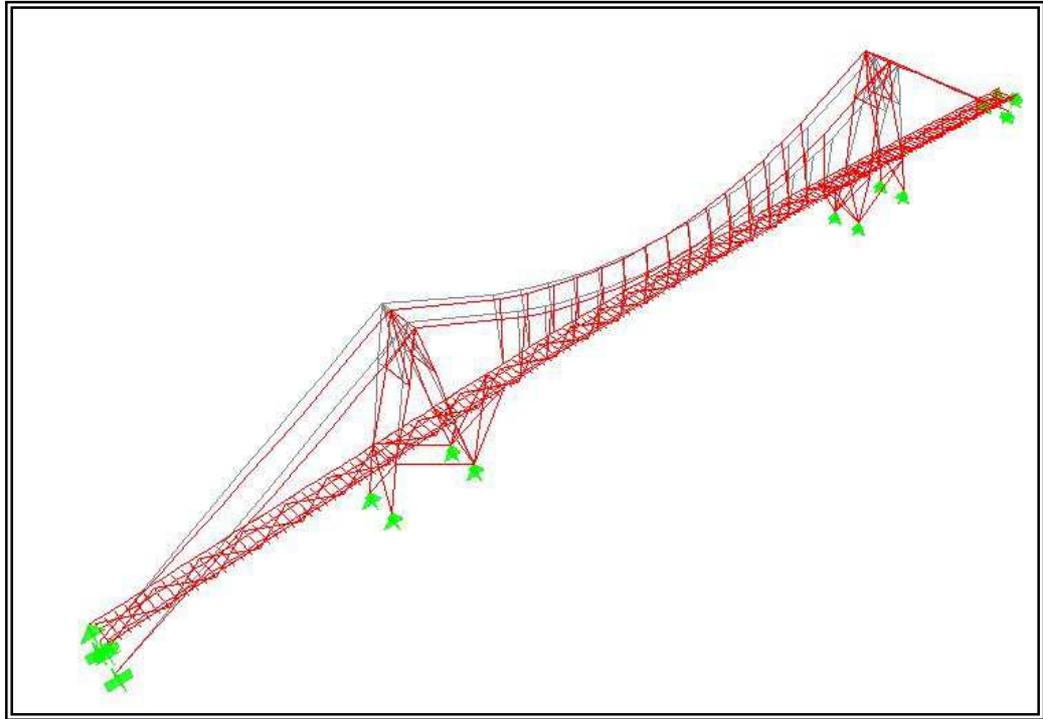


Figura 7: Vista tridimensionale.

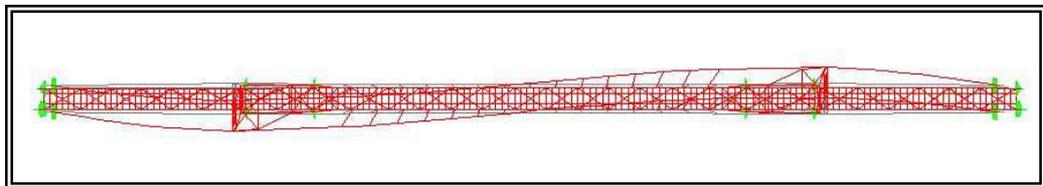


Figura 8: Vista dall'alto.

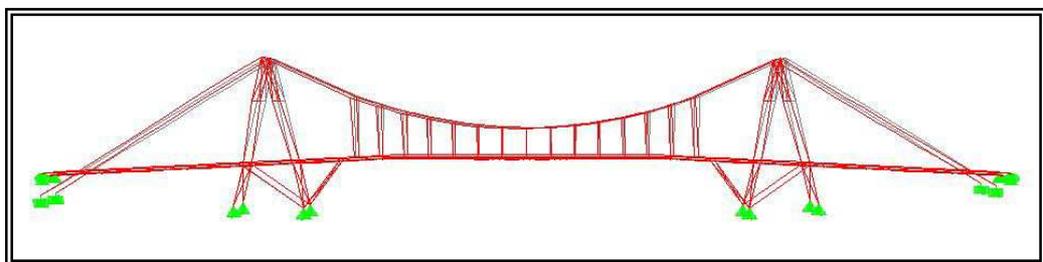


Figura 9: Vista laterale.

## 10.2 Le vibrazioni.

Come è stato già accennato lo studio del comportamento dinamico della struttura assume una rilevante importanza non solo nei confronti delle verifiche di resistenza. Infatti l'economicità di un'opera ingegneristica dipende dall'effettivo utilizzo, favorito, nel caso delle passerelle pedonali, dalla sensazione di sicurezza e di non fastidio o disagio indotto sul pedone che la percorre. Il disagio che può nascere nel percorrere un attraversamento pedonale non è solo di natura fisica, ma bensì di natura psicologica. Infatti la percezione di vibrazioni è intimamente legata a sintomi di inadeguatezza strutturale e quindi a una sensazione di insicurezza. Per poter capire se la struttura è progettata adeguatamente devono essere definite le vibrazioni massime che l'utente può tollerare con tranquillità. Sono state eseguite molteplici ricerche, per cercare di capire la soglia di tolleranza umana alle vibrazioni. Il problema principale consiste nella molteplicità dei fattori che influiscono il fenomeno; come la frequenza propria della struttura, ma anche parametri soggettivi quali la tolleranza individuale alle oscillazioni, la durata delle vibrazioni, l'abitudine all'uso di mezzi in movimento, l'età dell'utente e l'abitudine a transitare sulle stesse passerelle pedonali.

Il parametro che influenza maggiormente le vibrazioni delle passerelle pedonali, è la lunghezza del passo ed il suo intervallo. La cosa è evidentemente diversa se un pedone cammina o corre, con quest'ultimo che solleciterà maggiormente la struttura. Solitamente come primo confronto è bene guardare le frequenze naturali della passerella pedonale, ed evitare che tali siano nell'intervallo da 1,6 Hz a 2,5 Hz per quelle verticali e di circa 1 Hz per quelle orizzontali. Le condizioni di risonanza si hanno infatti, quando le frequenze naturali sono sincronizzate con la frequenza del passo doppio, incrementando i cicli da uno a cinque per secondo. Nella nostra progettazione è stata eseguita la procedura proposta dall'EC 5, nel quale si deve verificare che le frequenze naturali siano limitate entro certi valori, per escludere vibrazioni dovute al traffico pedonale o veicolare o al vento, che causino disturbo alle persone sul ponte; e danno da fatica causato da fenomeni di risonanza.

*Vibrazioni verticali.*

Per quanto concerne le vibrazioni verticali, l'EC 5 propone che:

$$a_{vert} \leq 0,7 \left[ \frac{m}{sec^2} \right] \quad \text{per} \quad f_{vert} < 5Hz$$

Per l'accelerazione verticale è proposta la seguente formula:

$$a_{vert} = a_{vert,1} \cdot K_{vert,f} \quad \text{con,} \quad a_{vert,1} = 165 \cdot K_a \cdot \frac{1 - e^{-2\pi\zeta}}{M \cdot \zeta}$$

dove:

$l = 55$  e  $b = 2$  lunghezza e larghezza in metri del ponte

$M = mbl$  = peso del ponte ( $m = 155$  peso proprio in  $Kg/m^2$ )

$\zeta = 0,015$  rapporto di smorzamento

$n = l/0,9 = 61$  numero di passi per attraversare il ponte

$K_{vert,f} = 1$  costante in funzione del vincolamento del ponte

$K_a = 0,9$  coefficiente di configurazione

Dai calcoli risulta una  $a_{vert} = 0,57 \text{ m/sec}^2$ , perfettamente concorde con i limiti imposti dall'EC 5. La stessa cosa si può fare per le vibrazioni orizzontali.

$$a_{hor} \leq 0,2 \left[ \frac{m}{sec^2} \right] \quad \text{per} \quad f_{vert} < 2,5Hz$$

Per l'accelerazione verticale è proposta la seguente formula:

$$a_{hor} = a_{hor,1} \cdot K_{hor,f} \quad \text{con,} \quad a_{hor,1} = 40 \cdot K_a \cdot \frac{1 - e^{-2\pi\zeta}}{M \cdot \zeta}$$

In questo caso potremo considerare i seguenti valori:

$K_{hor,f} = 1$  costante in funzione del vincolamento del ponte

$K_a = 0,9$  coefficiente di configurazione

Dai calcoli risulta una  $a_{hor} = 0,14 \text{ m/sec}^2$ , perfettamente concorde con i limiti imposti dall'EC 5.

### 10.3 Analisi sismica.

L'analisi sismica è stata effettuata secondo la nuova normativa vigente in Italia, che in gran parte riprende le direttive proposte dall'EC 8. La struttura deve essere realizzata in modo tale che:

- ✓ in seguito ad un evento sismico di forte entità, caratterizzato da un periodo medio di ritorno commisurato all'importanza dell'opera, i danni strutturali subiti dal ponte sono tali da non compromettere la transitabilità, e consentire una capacità ridotta di traffico sufficiente per le operazioni di soccorso.
- ✓ in seguito ad un evento sismico, caratterizzato da un periodo medio di ritorno commisurato all'importanza dell'opera, che abbia una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera, i danni strutturali siano di entità trascurabile, tali da non richiedere alcuna riduzione del traffico né interventi urgenti di ripristino.

La procedura prevede una Analisi modale completa con spettro di risposta, in cui la massa totale può essere ottenuta come somma delle "masse efficaci modali", la prescrizione si intende soddisfatta se le masse dei modi considerati costituiscono almeno il 90% della massa totale. Per quanto riguarda la combinazione delle massime risposte modali, devono essere considerate in due modi diversi. Quando i massimi modali possono essere considerati indipendenti, il valore massimo assoluto di una generica grandezza di risposta  $R$  si ottiene come radice quadrata della somma dei quadrati delle risposte modali  $R_i$ .

$$R = \sqrt{\sum_i R_i^2}$$

Nel caso che i periodi propri dei modi siano vicini tra loro ( $\rho = T_j/T_i < 0,8$ , con  $T_i < T_j$ ) le risposte massime non possono considerarsi indipendenti, e la regola precedente deve essere sostituita da una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione qui sotto:

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j R_i r_{ij} R_j} \quad \text{dove} \quad r_{ij} = \frac{0,02(1+\rho) \cdot \rho^{2/3}}{(1-\rho^2)^2 + 0,01\rho(1+\rho^2)}$$

Nel nostro caso è opportuno che i vari modi siano considerati dipendenti.

Per quanto concerne lo spettro di risposta, è stato adottato lo *spettro di progetto per lo stato limite di collasso*. Ai fini del progetto, e per evitare il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ . L'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore  $q$ . Lo spettro utilizzato è quindi il seguente:

Per la componente orizzontale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Per la componente verticale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{3,0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Una particolare riflessione va effettuata a riguardo del fattore  $q$ , il quale a seconda delle parti della struttura può avere valori differenti. Considerando tutte le precauzioni a livello sismico prese durante la progettazione delle parti in legno (spinotti mai superiori ai 12 mm), può essere adottato un  $q=1,5$ . Quest'ultimo valore non può essere accettato per norma nella progettazione delle pile, spalle ed i vincoli della struttura, pei i quali si deve considerare la struttura in campo elastico. In definitiva per queste parti di struttura deve essere posto  $q=1$ . Pertanto è stato deciso di adottare per tutta la struttura un fattore di struttura pari all'unità, e quindi si è adottato uno spettro di risposta elastico. Questo ragionamento potrebbe essere considerato inopportuno, ma è guidato da due aspetti fondamentali che ora analizziamo. Infatti da questa analisi sismica, dove per norma vengono considerati i soli pesi propri, non ci si aspettano delle sollecitazioni maggiori di quelle derivanti dalla normale combinazione di carico. Questo è determinato dalla particolare struttura che ha un rapporto tra pesi propri ed accidentali di 1 a 1, a differenza dei normali ponti sospesi in cui è prossimo all'10 a 1. Evidentemente se non si considerano i pesi accidentali le forze in gioco calano molto. Pertanto non andando questa analisi ad influire più di tanto sui risultati, si può calcolare tutta la struttura con un  $q=1$ . Gli altri parametri necessari per poter definire lo spettro, quali i periodi,  $S$  e  $a_g$ , sono definiti in base alle caratteristiche del suolo sottostante ed alla zona sismica in cui si trova. Montalto di Castro ricade nella zona sismica N°4, per la quale è prevista una  $a_g = 0,05g$ . Nella normativa sono previste varie categorie del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

*A: Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.*

*B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{spt} > 50$ , o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa).*

C: *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).

D: *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di  $V_{s30} < 180$  m/s ( $N_{spt} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).

E: *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di  $V_{s30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{s30} > 800$  m/s.

In aggiunta a queste categorie, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1: Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di  $V_{s30} < 100$  m/s ( $10 < c_u < 20$  kPa)

S2: Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Tra tutte le categorie proposte dalla normativa, quella che si adatta meglio alla nostro terreno di fondazione è quella corrispondente alla tipologia C, per la quale sono previsti i seguenti parametri:

per la componente orizzontale ho;  $S=1,25$ ,  $T_b=0,15$ ,  $T_c=0,50$  e  $T_d=2,0$ .

per la componente verticale ho;  $S=1,0$ ,  $T_b=0,05$ ,  $T_c=0,15$  e  $T_d=1,0$ .

Le tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, sono da considerare tra di loro indipendenti. Se l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente secondo l'espressione seguente:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

Alternativamente, gli effetti massimi possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$A_{E_x} + 0,30A_{E_y} + 0,30A_{E_z}$$

con la rotazione degli indici, essendo  $A_{E_i}$  l'azione diretta secondo la direzione  $i$ .

In conclusione, dopo aver effettuato l'analisi come sopra descritta, si è potuto notare come i risultati fossero tutti come ci si aspettava. Infatti nessuna sollecitazione è risultata maggiore di quelle già ricavate, facendo l'analisi con tutte le combinazioni di carico agli S.L.U, e pertanto l'analisi sismica non è vincolante per la progettazione se non per quelle parti in C.A, per le quali dovranno comunque essere prescritti i minimi da normativa previsti per le zone sismiche. Come già accennato precedentemente questo risultato era stato preventivato e giustificato dalla leggerezza dell'opera oltre al fatto che questa sia collocata in una zona sismica di livello quattro, che prevede una bassa accelerazione di picco.

## CAPITOLO 11

### PILA E SPALLA

#### 11.1 Progettazione della pila e spalla.

La progettazione sia della pila che della spalla è stata fatto seguendo la trattazione fornita dall'EC 2 e EC 8. Le strutture che esaminiamo si possono considerare tozze, in quanto per la piccola altezza che le contraddistingue le sollecitazioni eccentriche creano una piccola flessione. Pertanto la sollecitazione principale è quella di compressione accompagnata da una piccola flessione. Le sezioni sono rettangolari tendendo ad allargarsi andando verso il piede, sia per poter permettere l'aggancio del cavo di sospensione, sia per parare il terreno del piccolo rilevato nel caso della spalla.

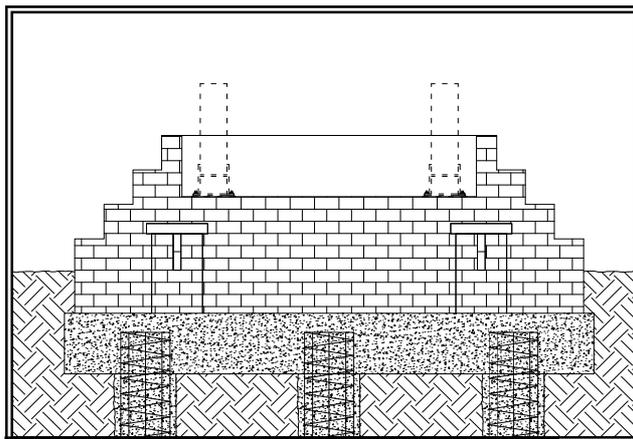


Figura 1: Vista frontale della spalla.

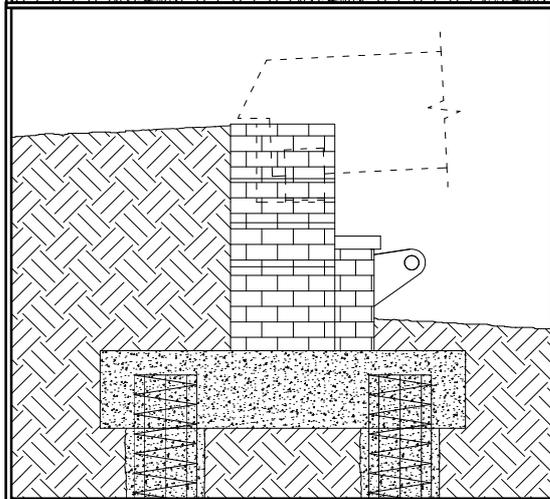


Figura 2: Vista laterale della spalla.

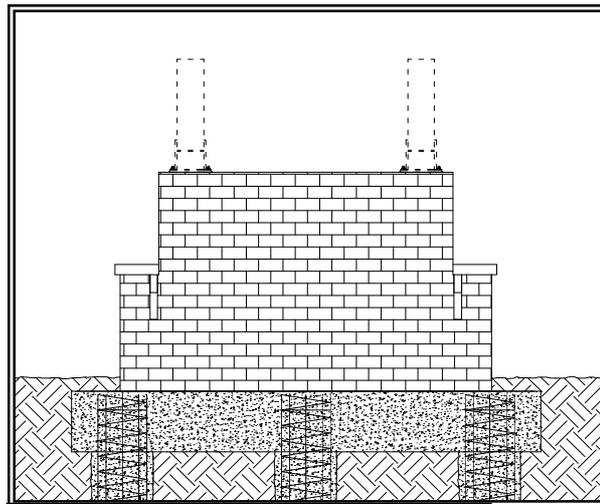


Figura 3: Vista frontale della pila.

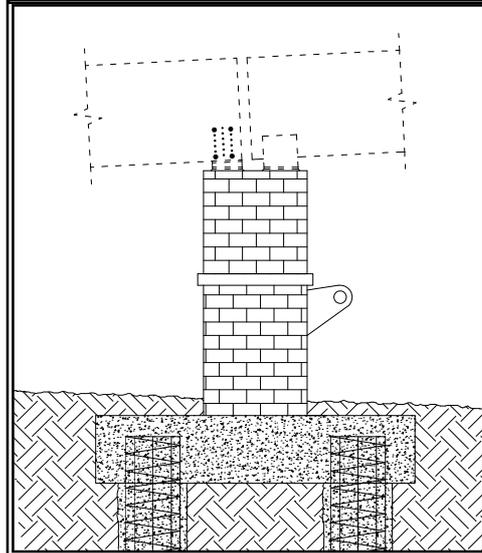


Figura 4: Vista laterale della pila.

Da tutte le combinazioni di carico, comprensive della situazione di montaggio, le sollecitazioni massime per la pila, arrotondate risultano essere:

- ✓ compressione di 380 Kn accompagnata da una minima flessione che agisce nel senso stretto della sezione pari a 12,6 Kn x m,
- ✓ compressione di 220 Kn accompagnata da una flessione di 176,9 Kn x m che agisce nel senso lungo della sezione e di 7,49 Kn x m nel senso stretto della sezione,
- ✓ il taglio massimo registrato è invece di 50 Kn nel senso stretto della sezione.

La sezione resistente ha una forma rettangolare di 360x90.

Nel caso della spalla, le sollecitazioni massime sono state ricavate come un muro di sostegno (forze derivanti dalla struttura del ponte, forze derivanti dal carico del terreno circostante, spinta delle terre ed azione sismica anche delle terre) risultano essere:

- ✓ compressione di 205 Kn accompagnata da una azione tagliante nella direzione stretta della sezione di 16 Kn, una flessione di 31 Kn x m che agisce nel senso stretto della sezione e 16 Kn x m nel senso lungo.

La sezione resistente ha una forma rettangolare di 400x80.

La progettazione secondo gli eurocodici prevede una armatura minima da rispettare che può essere evidentemente aumentata a seconda dello sforzo agente sulla struttura. Come può risultare evidente, avendo dei carichi così modesti per una tale sezione, le armature necessarie saranno quelle minime derivanti dalla normale progettazione EC 2 ed in ambiente sismico EC 8.

Le prescrizioni minime previste dall'eurocodice 2 sono:

Armatura verticale:

- ✓ L'area delle armature verticali deve di regola essere compresa tra  $0,004 A_c$  e  $0,04 A_c$ ,
- ✓ La distanza tra due barre verticali adiacenti deve, di regola, essere non maggiore del minore dei due valori: due volte lo spessore del muro e 300 mm.

Armature orizzontali:

- ✓ devono di regola, essere previste armature orizzontali poste parallelamente alle superfici del muro (e ai bordi liberi) e collocate, in corrispondenza di ciascuna faccia, tra le armature verticali e la superficie più vicina. Esse saranno non meno del 50% delle armature verticali.
- ✓ La distanza tra due barre orizzontali adiacenti deve, di regola, essere non maggiore di 300 mm.

- ✓ Il diametro deve essere di regola non minore di un quarto di quello delle barre verticali.

Armature trasversali:

- ✓ Se l'area delle armature verticali destinate a sopportare i carichi esterni è maggiore di  $0,02 A_c$ , tali armature devono di regola essere racchiuse da staffe.

Le prescrizioni minime previste dall'eurocodice 2 sono:

- ✓ L'armatura minima di confinamento per sezioni rettangolari (staffe e legature supplementari) deve essere ricavata nel seguente modo:

$$\omega_{wd,r} \geq 1,74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0,009 \mu_c + 0,17) \eta_k - 0,07 \geq \omega_{w,min}$$

dove:

$A_c$  è l'area lorda della sezione di calcestruzzo,

$A_{cc}$  è l'area di calcestruzzo confinato (nucleo) della sezione,

$\mu_c = 7$  è la duttilità di curvatura richiesta,

$\omega_{w,min} = 0,08$  per un comportamento limitatamente duttile.

- ✓ Per evitare l'instabilizzazione dell'armatura longitudinale, tutte le barre longitudinali principali devono essere trattenute nei confronti dello sbandamento verso l'esterno per mezzo di un'armatura trasversale (staffe o legature supplementari) perpendicolari alle barre longitudinali stesse con un passo massimo di  $6 d_{sl}$ , dove  $d_{sl}$  è il diametro della barra longitudinale. La quantità minima di armatura trasversale deve essere determinata come segue:

$$A_t / s = \sum A_s f_{ys} / 1,6 f_{yt}$$

dove:

$A_t$  è l'area di un braccio della staffa in  $\text{mm}^2$ ,

$s$  è la distanza tra i bracci della staffa, in mm,

$\sum A_s$  è la somma delle aree delle barre longitudinali trattenute

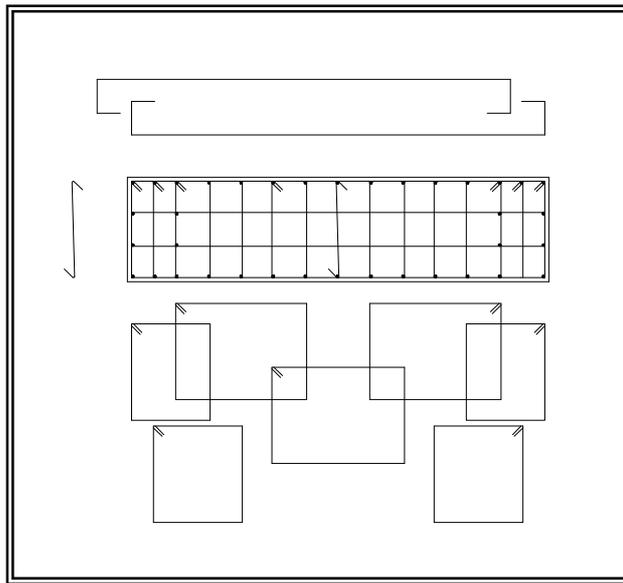
dalla staffa, in  $\text{mm}^2$ ,

$f_{yt}$  è la resistenza a snervamento delle staffe,

$f_{ys}$  è la resistenza a snervamento dell'armatura longitudinale.

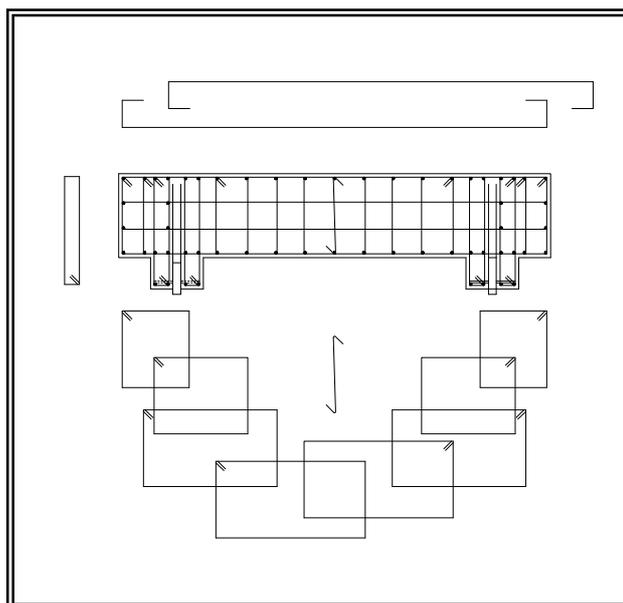
- ✓ La distanza fra le staffe deve essere  $\geq 200$  mm, ma  $\leq (350 \text{ mm} ; b_{\min}/3)$ , dove  $b_{\min}$  è il lato minore della sezione.

Seguendo tutte queste prescrizioni, sono arrivato alla progettazione delle seguenti sezioni:



Nel caso della pila sono stati utilizzati ferri longitudinali  $\varnothing 22$  con interasse variabile (19 cm e 27 cm) tutti trattenuti da staffe  $\varnothing 10$  o legature aventi interasse di 20 cm.

Figura 5: Sezione tipo della pila, con la disposizione dei ferri longitudinali e delle staffe.



Nel caso della spalla sono stati sempre adottati ferri longitudinali  $\varnothing 22$  con interasse variabile (da 20 cm a 27 cm) tutti trattenuti da staffe  $\varnothing 10$  o legature aventi interasse di 20 cm.

Figura 6: Sezione tipo della spalla, con la disposizione dei ferri longitudinali e delle staffe.

Tutte le sezioni hanno ampiamente soddisfatto le verifiche come era prevedibile, tali sono state effettuate con il programma Sezione Win.

### 11.1.1 Ancoraggio del cavo di sospensione.

Una trattazione a parte merita il dispositivo di ancoraggio del cavo di sospensione. La piastra a cui è serrato il cavo, è inserita nella pila e la spalla, per ottenere la forza sufficiente per poterlo ancorare sono state saldate delle barre ad aderenza migliorata  $\varnothing 22$  (figura 7). In questo modo si è ottenuto una lunghezza di ancoraggio pari a 4,40 metri. La resistenza per aderenza considerando un cls C25/30 è:

$$f_{bd} = (2,25 f_{ctk,0.05}) / \gamma_c = 2,7 N / mm^2$$

La resistenza così ottenuta è pari a 620 Kn a fronte di una sollecitazione che non supera mai i 200 Kn.

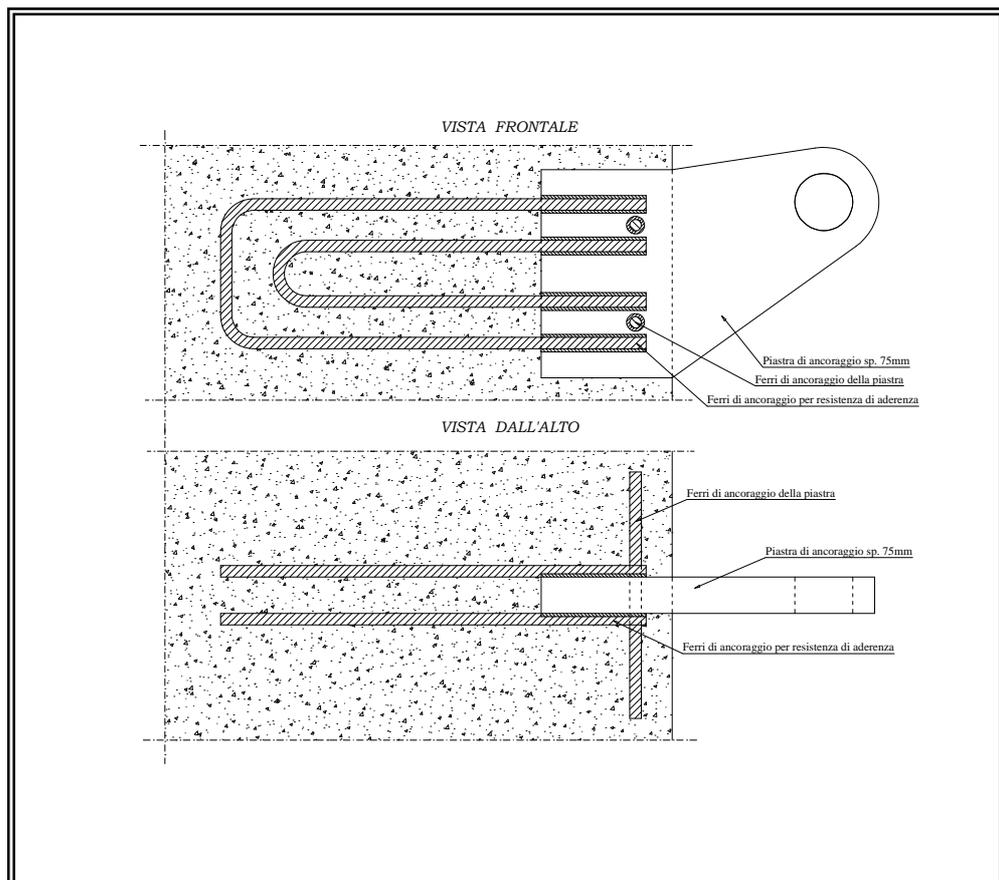


Figura 7: Ancoraggio del cavo di sospensione

## CAPITOLO 12

### STRUTTURE DI FONDAZIONE, MONTAGGIO E PROTEZIONE DELLA STRUTTURA

#### 12.1 Le Fondazioni.

Avendo a disposizione l'esatta stratigrafia del suolo e la sua composizione, conoscendo le azioni che la struttura scambia con il terreno è possibile progettare le opere di fondazione. Le sollecitazioni da considerare sono quelle massime derivanti da qualsiasi combinazione di carico, compresa la combinazione di carico inerente alla fase di costruzione. Considerando tutte le combinazioni possibili, possiamo vedere come la più gravosa sia quella derivante da un carico accidentale distribuito su tutto il ponte "carico dei pedoni". Particolare attenzione dovrà essere posta nelle zone in cui è posto l'ancoraggio del cavo di sospensione, il quale trasferisce alle fondazioni una forza orizzontale ed una verticale, oltre ad una coppia di forze in asse con le fondazioni nel caso di eccentricità della forza di tiro del cavo.

Le fondazioni su pali sono frequentemente utilizzate nelle opere da ponte, considerando che si devono ripartire carichi elevati su un'area piuttosto limitata. Il caso più frequente è quello nel quale i terreni superficiali sono dotati di caratteristiche insufficienti per realizzare una soddisfacente fondazione diretta. Nel presente caso saranno realizzate tutte tranne una con pali di fondazioni, infatti è opportuno che le parti di struttura iperstatiche abbiano dei pali, viceversa nelle parti isostatiche si può fare una fondazione diretta nel caso la portanza del terreno sia sufficiente. Conseguentemente a questo ragionamento è stato deciso di realizzare pali di fondazione per sorreggere i due cavalletti, la pila e la spalla in cui è ancorato il cavo di sospensione, invece una fondazione diretta per la spalla che deve sorreggere solo una trave su doppio appoggio e quindi isostatica. La fondazione diretta è di più facile realizzazione, quindi molto più economica ed in questo caso, anche se provocasse dei piccoli cedimenti non creerebbero nessun problema al resto della struttura, essendo isostatica.

I pali utilizzati sono trivellati in opera con un diametro commerciale quale 60 cm.

Il terreno di fondazione, dalla relazione geologica è risultato essere:

Dal piano di campagna per uno spessore di circa 4,00 metri, si rinvencono sabbie limose, localmente con ciottoli centimetraci, corrispondenti alla formazione delle “Alluvioni terrazzate recenti”. La loro caratterizzazione geotecnica risulta essere la seguente:  $\gamma = 1,40 \div 1,70 \text{ gr/cm}^3$ ,  $\phi' = 37^\circ$ ,  $c = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $W_n = 10 \div 17\%$ ,  $N_{spt} = 30 \div 70$ .

Seguono fino alla profondità massima di 24 metri, terreni appartenenti alle “Argille grigio-azzurre” sovraconsolidate. La loro caratterizzazione geotecnica risulta essere la seguente:  $\gamma = 1,53 \text{ gr/cm}^3$ ,  $c = 1,39 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $W_n = 19,1\%$ .

Il livello piezometrico, registrato nei mesi di aprile e maggio risulta stabilizzato alla quota assoluta di 21-22 metri.

Per la progettazione di tutte le opere di fondazione viene seguita la normativa europea, e cioè l'Eurocodice N°7, il quale detta tutti i criteri necessari per l'analisi e per la progettazione di tali opere.

### **12.1.1 Fondazioni su pali.**

Le fondazioni su pali sono generalmente associate alla presenza di terreni scadenti in superficie: tuttavia esistono molte altre situazioni nelle quali esse vengono utilmente adottate. Nelle aree ove sono presenti terreni collassabili o rigonfianti, i pali vengono adottati per trasmettere a terreni profondi, non influenzati dalle variazioni stagionali del contenuto d'acqua, i carichi e le azioni di trascinamento verso l'alto o verso il basso esercitate dai terreni stessi.

Un palo di fondazione trasmette il carico al terreno attraverso tensioni tangenziali sulla superficie laterale e tensioni normali alla base o punta. Le prime dipendono, oltre che dalle caratteristiche dell'interfaccia paloterreno e del terreno immediatamente circostante, dallo stato pensionale all'interfaccia; le seconde dalle proprietà di un ridotto volume di terreno circostante la punta del palo. Ambedue sono profondamente influenzate dal modo con il quale il palo è stato costruito. E' allora evidente la grande importanza dei fattori tecnologici nel determinare il comportamento (carico limite di rottura, cedimento sotto il

carico di esercizio) del palo stesso, a differenza di quanto avviene per le fondazioni dirette. I pali di fondazione possono essere classificati in vario modo. Rispetto al materiale di cui sono costituiti, si dividono in pali di legno, di calcestruzzo prefabbricati (vibrati, centrifugati, precompressi) , pali di calcestruzzo gettato in opera, e pali di acciaio.

Rispetto alle tecnologie esecutive, vengono in genere suddivisi nelle due grandi categorie di pali battuti e pali trivellati. In effetti, la differenza sostanziale sta nel fatto che i per i primi (pali battuti) non si ha asportazione, ma solo spostamento del terreno; per i secondi (pali trivellati), invece, si ha asportazione e sostituzione del terreno.

Le disposizioni planimetriche più frequenti hanno il baricentro della pila coincidente con quello della palificata in modo che i pali risultino egualmente sollecitati sotto l'azione dei carichi permanenti. Eventuali dissimmetrie di carico infatti potrebbero provocare nel tempo cedimenti differenziali a causa della viscosità del calcestruzzo e del terreno, con perdita della verticalità della pila e aumento delle sollecitazioni provocate da effetti del secondo ordine.

Le ipotesi che normalmente si accettano nel calcolo delle fondazioni su pali sono le seguenti:

- ✓ la zattera è infinitamente rigida;
- ✓ i pali sono tutti egualmente deformabili.

La prima di queste ipotesi va tenuta presente nel dimensionamento della zattera, la quale quindi non dovrà soddisfare le sole verifiche di resistenza, ma dovrà risultare poco deformabile in relazione agli abbassamenti previsti per i pali. Questa esigenza si traduce nell'avere sollecitazioni ridotte nel calcestruzzo del plinto che pertanto può essere in genere di classe inferiore rispetto al calcestruzzo dell'elevazione.

Le verifiche da eseguirsi per i pali sono di due tipi:

- ✓ calcolo del carico verticale massimo agente sul singolo paio da confrontarsi con il carico ultimo che questo può sopportare in relazione al comportamento del terreno;
- ✓ controllo delle sollecitazioni massime nel calcestruzzo e

nell'acciaio dei pali provocate dalle azioni di pressoflessione causate dalle forze orizzontali agenti in concomitanza con il carico verticale.

Grazie all'ipotesi di zattera rigida ed ammettendo che la reazione di ciascun palo sia puntuale, il carico su ciascuno di essi vale:

$$P_i = \frac{N}{n} + \frac{M}{\sum x_i^2} \cdot x_i + \frac{M_t}{\sum y_i^2} \cdot y_i$$

Dove N è il carico verticale complessivo che agisce sui pali e quindi comprende anche il peso proprio della zattera, in genere incognito a priori.

Il carico ultimo con cui confrontare il Pmax trovato dipende dalla natura del suolo: in alcuni casi sarà quello che provoca la rottura del terreno alla base del palo mentre in altri casi il valore limite sarà fissato dalle deformazioni massime accettabili. Queste sono a loro volta dipendenti dal tipo di struttura e saranno generalmente tanto minori quanto maggiore è l'iperstaticità del ponte. Poiché, le fondazioni dei ponti sono molto compatte, è necessario tenere conto della riduzione della portanza dovuta all'effetto gruppo.

Il calcolo delle sollecitazioni di flessione, viene condotto sempre nell'ipotesi di zattera infinitamente rigida per cui ciascun palo risulta sottoposto ad una forza orizzontale pari a:

$$H = H_{tot} / n$$

Una volta trovato il momento flettente massimo che agisce su ciascun palo, questo andrà verificato sia per il caso di Pmax che di Pmin .

L'armatura calcolata andrà estesa per un tratto sufficiente, mentre nella parte inferiore del palo potrà essere convenientemente ridotta, senza peraltro eliminarla completamente specie se si tratta di opere in zona sismica.

Infatti i pali sono elementi monodimensionali relativamente flessibili immersi in terreni che, per il fatto stesso di avere adottato fondazioni profonde, presentano caratteristiche non buone. Questi terreni subiscono in fase di sisma un campo di spostamenti a cui è soggetto anche il palo che quindi subirà curvature, cioè azioni flessionali, anche nelle parti più profonde dove sono

Capitolo 12 Strutture di fondazione, montaggio e protezione della struttura  
 quasi nulli gli effetti delle forze orizzontali trasmesse dal plinto ai pali.

### 12.1.2 Calcolo della fondazione su pali.

Di seguito riportiamo tutti i passi necessari a poter calcolare la palificata di fondazione per la pila a cui è ancorato il cavo di sospensione.

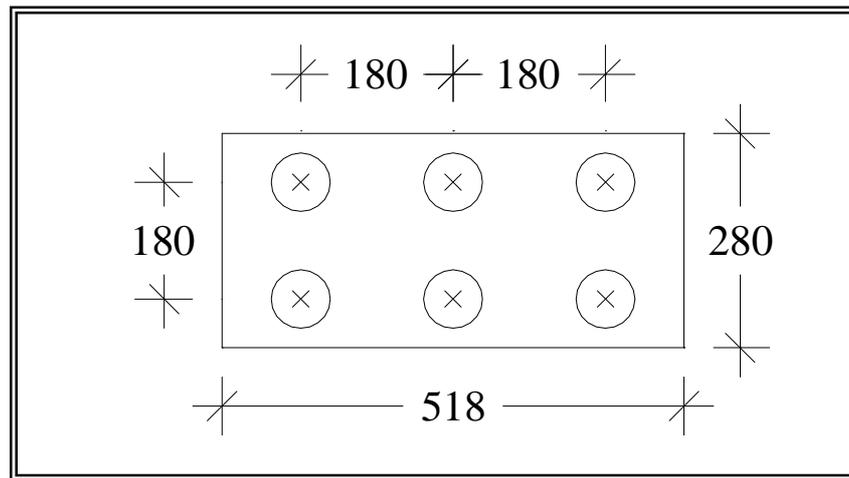


Figura 1: Disposizione dei pali di fondazione per la pila e la spalla.

La distribuzione dei pali ne prevede sei di diametro  $d = 60$  cm, con ogni palo che nella condizione più sfavorevole è soggetto ad una sollecitazione massima di compressione pari a 60 Kn, comprensiva della parte derivante dai momenti. Considerando che i pali avranno una profondità di 6 metri, la stratigrafia prevede due strati, quello superficiale incoerente di quattro metri e quello sottostante coerente. Dovremo quindi considerare la resistenza per attrito laterale per i primi quattro metri (terreno incoerente) e per gli altri due metri (terreno coerente), in aggiunta alla resistenza di base per il secondo strato.

La tensione di compressione nel palo risulta essere:

$$N/A = 0,0212 \text{ Kn/cm} \leq f_{cd}$$

La resistenza laterale, considerando che  $\gamma = 1,60 \text{ gr/cm}^3$  e  $\phi = 37^\circ$ , avremo che:

$$S_{med,ult} = \gamma \cdot \frac{L}{2} \cdot Kf = 1.89 \text{ t/m}^2$$

dove:

$$K_f = \frac{1}{7} \cdot \frac{K_p}{1 - (Tg\delta \cdot K_0)} \cdot Tg\delta = 0,421$$

$$K_p = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \quad , \quad K_0 = 1 - \sin \varphi \quad \text{e} \quad \delta = 0,8\varphi$$

Cautelativamente e come risulta solitamente per questo tipo di terreno, conviene prendere  $S_{1,med} = 1,5 \text{ t/m}^2$ , possiamo quindi trovare la portanza laterale per il primo tratto:

$$P_{l1,ult} = \pi \cdot d \cdot L_1 \cdot S_{1,med} = 11,31 \text{ t}$$

Per lo strato successivo coerente, abbiamo:  $\gamma = 1,53 \text{ gr/cm}^3$ ,  $c = 1,39 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$S(z) = \alpha \cdot c_u(z)$$

dove  $\alpha$  è il coefficiente riduttivo della coesione pari in questo caso a 0,65.

$$P_{l2,ult} = \pi \cdot d \cdot L_2 \cdot S(z) = 6,81 \text{ t}$$

La resistenza alla base ultima netta risulta essere:

$$P_{b,ult} = c_{ub} \cdot N_c + \gamma \cdot L = 162,60 \text{ t}$$

considerando che  $N_c = 9$  per un palo che sia profondo almeno 3,5 volte il diametro del palo, e trascurando il piccolo contributo dato dal termine  $\gamma \cdot L$  che compensa il peso del palo.

Possiamo quindi calcolarci la portanza ammissibile di un singolo palo che equivale a:

$$P_{amm} = \frac{P_{ult}}{\gamma} = \frac{P_{b,ult}}{\gamma_b} + \frac{P_{l,ult}}{\gamma_l} = 115,54 \text{ t}$$

dove i coefficienti  $\gamma_b$  e  $\gamma_l$  sono dettati dalla normativa europea e valgono rispettivamente 1,6 e 1,3.

Bisogna considerare l'effetto di palificata, che porta a ridurre la portanza del singolo palo, che verrà quindi ridotto con la formula cautelativa di

Converse La barre:

$$P_{p,amm} = P_{amm} \cdot \xi = 75,10 \text{ t}$$

$$\text{dove ho: } \xi = 1 - \operatorname{arctg} \frac{D}{I} \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] = 0,65, \text{ con } m \text{ e } n,$$

rispettivamente il numero di pali di una fila ed il numero di file.

La verifica per la forza verticale viene quindi verificata con ampio margine, vediamo ora la verifica a presso flessione, utilizzando le formulazioni alla Winkler. Considerando il terreno a lenti sabbio-argillose come è quello che attraversa il palo negli argini del fiume, si può assumere un modulo di compressibilità  $E=200 \text{ bar}$ .

La lunghezza caratteristica è:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{K_h \cdot D}} = 3,8 \text{ m}$$

$$\text{dove: } K_h \cong \frac{E}{D \cdot (1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E \cdot D^4}{E_p \cdot J_p}} \cong 2 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\text{quindi avremo che: } M = \frac{\lambda}{2} \cdot H = 1,9 \cdot H \text{ a favore di sicurezza } M = 2H.$$

Calcolando il palo in fase di rottura, in condizioni sfavorevoli al massimo,

$$N = 0, N_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_{cd} = 311,68 \text{ t e } N/N_c = 0.$$

Dall'abaco possiamo vedere che per una armatura pari allo 0,6% dell'area di cls:

$$\frac{M}{N_c} \cdot D = 0,04, \text{ e pertanto si ha:}$$

$$M_{ult} = 0,07 \cdot N_c \cdot D = 13,09 \text{ t}$$

Il risultato ottenuto risulta essere inferiore al momento  $M = 2H$  con lo sforzo orizzontale pari a 50 Kn.

Possiamo quindi concludere dicendo che la palificata in questione risulta avere queste dimensioni, soprattutto per controbattere lo sforzo trasversale inflitto dal cavo di sospensione. La stessa fondazione composta da sei pali di

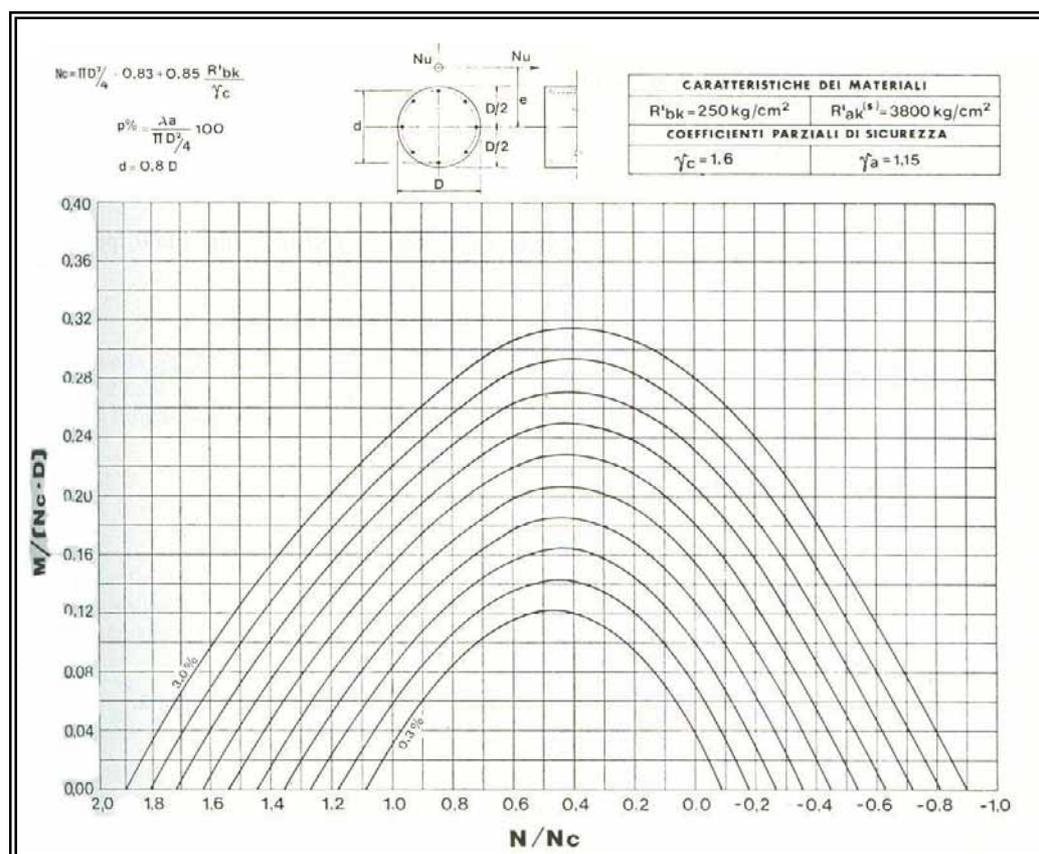


Figura 2: Dominio di rottura per il dimensionamento a presso flessione con il metodo dello stato limite ultimo, di una sezione circolare in C.A. (De Marco).

diametro 60 cm, è realizzata anche per la base della spala con l'ancoraggio del cavo di sospensione. La fondazione dei cavalletti calcolata come quella precedente, risulta essere composta da una palificata di 8 pali di diametro 60 cm.

### 12.1.3 Fondazione diretta.

La fondazione diretta che è realizzata per la spalla su cui non è presente l'ancoraggio del cavo di sospensione. Il livello in cui viene poggiato la fondazione è di circa 50 cm, sotto il livello superficiale del terreno, in modo da arrivare ad uno strato consistente. Dall'analisi di tutte le combinazioni di carico, è risultato una sollecitazione massima di  $1,90 \text{ Kg/cm}^2$ , derivante da una situazione di carico non centrata. La sollecitazione è stata ricavata al momento della progettazione della spalla come muro di sostegno, dove sono state

considerate anche tutte le spinte derivanti dal terreno ed eventuali forze sismiche.

Per poter trovare la portanza del terreno, è stata presa la formula sviluppata da Terzaghi:

$$P_{lim} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma = 7,2 \text{ Kg/cm}^2$$

I valori per  $N_q$  e  $N_\gamma$  possono essere presi pari a 40 e 50 viste le proprietà del nostro terreno incoerente caratterizzato da:  $\gamma = 1,60 \text{ gr/cm}^3$  e  $\varphi = 37^\circ$ .

Considerando un coefficiente di sicurezza di 2,5, risulta una:

$$P_{amm} = 2,88 \text{ Kg/cm}^2$$

e quindi maggiore della pressione trovata nella realtà.

## 12.2 Fase costruttiva.

L'accuratezza e la qualità costruttiva, è fondamentale per assicurare una lunga vita alla struttura, infatti, scegliendo opportuni procedimenti di montaggio, il ponte può essere costruito economicamente e garantire molti anni di servizio.

I ponti in legno sono particolarmente economici da costruire perché sono composti da elementi prefabbricati, che sono portati sul luogo per essere assemblati; data la loro leggerezza rispetto agli altri materiali da costruzione, possono essere velocemente montati da una squadra specializzata.

I ponti in legno, vengono costruiti avvalendosi di gru a capacità portante variabile in funzione del peso da sollevare. Questo metodo è molto usato perché permette di coprire una larga gamma di situazioni con semplici strutture provvisorie; tuttavia non mancano esempi in cui per la particolarità del luogo, o la sua difficile accessibilità il montaggio è eseguito con mezzi speciali, come natanti o aerei.

Nella fase progettuale bisogna tenere conto della fase costruttiva, e farne una progettazione in taluni casi. Infatti può accadere che alcune parti della struttura debbono sostenere sollecitazioni maggiori di quelle della fase di esercizio successiva.

Nel caso particolare della struttura progettata la fase costruttiva segue i seguenti passi:

- ✓ Realizzazione delle opere di fondazione.
- ✓ Getto della pila e delle spalle.
- ✓ Messa in opera delle travate esterne, poggianti sulla pila e spalla mediante gru.
- ✓ Montaggio dei cavalletti in tutte le sue parti, comprensive dei vari controventi trasversali in acciaio.
- ✓ Messa in opera delle travate laterali che vanno dal cavalletto alla pila ed alla spalla, sempre mediante gru.
- ✓ Messa in opera delle travate a sbalzo, poggianti sul montante di cavalletto HE 260B e sul puntone. Quest'ultimo montato nel

momento in cui la grù tiene sollevata la trave che poi deve poggiarsi.

- ✓ La fase costruttiva più delicata e che potrebbe avere sviluppi diversi, riguarda il montaggio della travata centrale. Quest'ultima potrebbe essere sollevata dalla grù e poggiata su degli appoggi provvisori, in modo tale che poi possa essere collegata alle travate a sbalzo. Questa operazione potrebbe anche svilupparsi in maniera diversa, in quanto la grù sollevando la travata può tenerla in posizione per un tempo tale da fissarla alla trave a sbalzo, dopo di che sganciarla e lasciare la struttura gravante sullo schema a cavalletto composto dai puntoni. Questa soluzione che evita il costruire dei puntelli sottostanti alla travata, nel mezzo dell'alveo, è stata verificata durante la fase progettuale, portando ad esito positivo e quindi praticabile. Pertanto si consiglia durante la fase costruttiva di praticare tale procedura, in quanto più economica dell'altra.
- ✓ Disposizione del cavo di sospensione.
- ✓ Tiraggio mediante i pendini della travata centrale, in modo tale da creare una contro freccia che sgravi la stessa dei pesi propri, risultando scarica insieme ad i puntoni durante la fase di esercizio in cui non siano applicati carichi accidentali.
- ✓ Disposizione di tutti gli altri dispositivi, in modo tale da consentire l'utilizzo dell'opera realizzata.

### 12.3 Protezione dagli agenti atmosferici.

Come è stato più volte accennato, la durabilità della struttura viene garantita anche da opportuni accorgimenti scelti per evitare l'ammaloramento precoce delle parti più delicate. Prima tra tutte è l'esigenza di fornire una buona protezione ai giunti della travata contro la pioggia. Quasi tutti i ponti in legno, degli anni passati erano realizzati con una copertura, in modo da poter proteggere l'intera struttura. Se non era possibile proteggerla con la sola copertura, allora veniva effettuata anche una protezione laterale dell'opera. Oggi giorno molto più raramente viene fatta la copertura, sia perché sgradevole da un punto di vista estetico, sia perché esistono innovazioni tecnologiche tali da garantire la longevità alla struttura.

Nel caso particolare del ponte da noi progettato, è stato deciso di realizzare l'opera completamente scoperta adottando però dei dettagli protettivi importanti.

Il primo aspetto fondamentale da sottolineare è che il legno utilizzato è il Larice, e non l'Abete come più frequentemente capita. Questo perché trattandosi di una struttura in ambiente particolarmente umido, come quello in prossimità di un fiume, è opportuno utilizzare questa specie legnosa che risulta essere molto resistente agli agenti atmosferici a pari caratteristiche meccaniche.

Le parti superiori delle travate longitudinali sono invece protette con una scossalina di rame, forata per far passare il pendino e sigillando poi con del silicone.

Cosa simile è stata effettuata per la protezione della testa dei cavalletti, dove sotto la sella di ancoraggio del cavo di sospensione, è introdotta una lamierina di acciaio per poter allontanare l'acqua piovana.

L'acqua che cade invece su i due puntoni (costituenti i cavalletti), non crea problemi essendo questi inclinati e quindi facendo scorrere la stessa acqua piovana.

Il montante che va da puntone a puntone del cavalletto, e dove sono ancorate le travi, per evitare problemi di ristagni di acqua è stato realizzato con un profilato HE 260B.

Per quanto riguarda l'impalcato, è stato progettato in modo tale da avere

## Capitolo 12 Strutture di fondazione, montaggio e protezione della struttura

una pendenza trasversale, facendo così defluire la pioggia mediante i sbocchi creati nella mezzera dello stesso con cadenza regolare.

Particolare attenzione è da porre sulle giunzioni, elemento questo sempre molto delicato. Queste devono avere dei requisiti minimi di protezione contro la corrosione, elencati di seguito nella tabella.

Mezzo di unione	Classe di Servizio 3
Chiodi, spinotti, viti	Fe/Zn 25c
Bulloni	Fe/Zn 25c
Cambrette	Acciaio inox
Piastre chiodate di lamiera metallica punzonata e piastre di acciaio fino a 3mm di spessore.	Acciaio inox
Piastre di acciaio aventi spessore maggiore di 3 mm e fino a 5 mm.	Fe/Zn 25c
Piastre di acciaio aventi spessore maggiore di 5 mm.	Fe/Zn 25c

Tabella 1: Protezione contro la corrosione dei collegamenti.

Un problema localizzato può essere la stessa giunzione, infatti dove abbiamo l'inserimento di una piastra all'interno del legno possono avvenire delle infiltrazioni nell'interfaccia a contatto tra un elemento e l'altro. Per ovviare a questo inconveniente, si può usare un materiale particolare tipo quello venduto sul mercato italiano dalla ditta SIKA col nome di SikaBond T-1 (vedi tabella seguente riassuntiva delle caratteristiche tecniche). Si tratta sostanzialmente di un prodotto adesivo elastico monocomponente a base poliuretanic, che, oltre ad essere impermeabile, ha un comportamento

## Capitolo 12 Strutture di fondazione, montaggio e protezione della struttura

fortemente elastico, capace, quindi di assecondare le deformazioni dell'elemento sul quale è posizionato. Disponendo tale materiale nell'interfaccia di contatto compresa tra la faccia della piastra di acciaio e quella di legname, una volta pressato al momento del serraggio dei bulloni di collegamento, questo fuoriuscirà da tale zona, creando una pellicola impermeabile capace di proteggere le diagonali da eventuali infiltrazioni, e di permettere, allo stesso tempo, le deformazioni elastiche che si presenteranno durante il corso naturale della vita dell'opera. È opportuno anche se protetti dall'acqua piovana utilizzare questo accorgimento; l'acciaio, infatti, sottoposto a variazioni di umidità, può far nascere delle condense sulle facce a contatto con il legno che, tra l'altro, sono le più delicate in quanto le superfici trasversali di testata sono, per il legno, le più soggette ad assorbimento di umidità, con conseguente possibile degrado biologico.

Descrizione:	adesivo universale tixotropico per incollaggi elastici
Impieghi:	incollaggi elastici
Confezioni:	cartucce metalliche da 310 ml
Lavorabilità:	massa tixotropica anche ad elevate temperature di posa
Colori:	grigio-marrone; sovraverniciabile se necessario
Tempi di polimerizzazione:	fuori polvere 1h circa – completa: 3 mm / 24 h circa
Temperatura di applicazione:	+5°C ÷ +35°C
Temperatura di esercizio:	-40°C ÷ +70°C
Peso specifico:	1,2 kg/l
Durezza Shore A:	circa 40-45
Allungamento a rottura:	>450%
Allungamento di lavoro:	10% circa
Rottura per trazione diretta:	2,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza all'allungamento:	0,5 N/mm <sup>2</sup> (allungamento: 50%)
Conservazione:	9 mesi negli imballi originali a temperature comprese tra +5°C ÷ +25°C

Tabella 2: Caratteristiche tecniche Sika Bond T-1.

Nella tabella seguente possiamo vedere tutte le protezioni da effettuare sul legno a causa di agenti meccanici, fisici, biologici e chimici.

Agenti	Effetti	Possibili conseguenze	Possibili danni
Sole radiazione UV a onde corte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Attacco fotochimico del legno</li> <li>Degradazione della sostanza lignea vicina alla superficie per fotolisi (depolimerizzazione della cellulosa)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Colorazione anomala: ingiallimento, imbrunimento</li> <li>Possibile aumento della capacità di assorbimento della superficie</li> <li>Attacco di funghi cromogeni e licheni: colorazione anomala del legno, ingrigimento</li> </ul>	
Sole radiazione a onde lunghe, cambio di temperatura	<ul style="list-style-type: none"> <li>Oscillazioni della temperatura e umidità del legno</li> <li>Essiccamento causato da riduzione dell'umidità</li> <li>Tensioni, variazioni dimensionali causate da rigonfiamento e ritiro</li> <li>Sollecitazione meccanica dell'elemento costruttivo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mancanza di ermeticità, formazione di fessure e incrinature, danni alla vernice</li> <li>Possibile aumento dell'umidità</li> <li>Attacco di funghi cromogeni e xilofagi in seguito a eccessiva umidità del legno</li> <li>In seguito possibile attacco delle superfici del legno non protette nelle fessure da parte di insetti</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Marciume</li> <li>Distruzione del legno</li> </ul>
Vento	<ul style="list-style-type: none"> <li>Erosione della sostanza lignea</li> <li>Invecchiamento della massa sigillante</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mancanza di ermeticità</li> </ul>	
Pioggia	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dilavamento delle sostanze contenute nel legno e dei prodotti degradabili della foto lisi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Alterazione nell'area superficiale, colorazione anomala: scolorimento, sanguinamento</li> <li>Indebolimento meccanico</li> <li>Aumento dell'assorbimento di acqua della superficie</li> </ul>	
Pioggia, umidità del suolo, umidità dell'aria, spruzzi d'acqua, rugiada	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aumento dell'umidità, sollecitazioni</li> <li>Cambiamenti dimensionali causati da ritiro e rigonfiamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Attacco di funghi cromogeni e xilofagi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Marciume, distruzione del legno</li> </ul>
Metallo (ad es. nelle parti di collegamento)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Forte conduzione termica nei metalli</li> <li>Reazione chimica delle sostanze contenute nel legno (valore del pH) con i metalli</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Formazione di condensa e di brina</li> <li>Colorazione anomala del legno (ad es. reazione ferro-acido tannico)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Marciume, distruzione del legno</li> <li>Corrosione di metalli</li> </ul>
Prodotti chimici	<ul style="list-style-type: none"> <li>Reazione chimica dei mezzi protettivi del legno con adesivi e materiali delle parti di collegamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Influsso negativo di incollaggio e verniciatura</li> <li>Corrosione di materiali sintetici e metalli</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Distruzione delle superfici</li> <li>Distruzione del mezzo di collegamento</li> </ul>

## BIBLIOGRAFIA

### LIBRI

- 1) Electa, Milano, 1997, *Santiago Calatrava: opera completa*, Sergio Polano.
- 2) Thomas Telford, 1996, *The Architecture of Bridge Design*, David Bennet.
- 3) New York, John Wiley & Sons, 1971, *Design of bridge superstructures*, Colin O'Connor.
- 4) Gribaudo, 2002, *Ponti*, Martha Torres Arcila.
- 5) Liguori, Napoli, 1977, *Costruzioni di Ponti*, Aldo Raithel
- 6) Milano, Edizioni di scienza e tecnica, 1979, *I ponti "dimensionamento, tipologia, costruzione"*, Fritz Leonhardt, titolo originale: Grundlagen des Massivbrückenbaues.
- 7) London, the Architectural press, 1982, *Bridges: aesthetics and design*, Fritz Leonhardt, ha per altro titolo: Brücken.
- 8) Wiley-Interscience John Wiley & Sons Inc., New York - London - Sidney - Toronto, 1983, *Cable supported bridges: concept and design*, Gimsing, Niels J. (Technical University of Denmark ).
- 9) New York, Dover, 1992, *Cable structures*, Max Irvine.
- 10) Londra, Crosby Lockwood, 1977, *Cable stayed bridges "theory and design"*, M. S. Troitsky.

- 11) Roma, Cremonese, 1980, *I ponti strallati di grande luce :  
fondamenti teorici, analisi strutturale, criteri di progettazione,  
tecniche di costruzione, 5 esempi di realizzazione*, Fabrizio De  
Miranda.
- 12) Genova, Italsider, 1971, *Ponti a struttura d'acciaio*, Fabrizio De  
Miranda, collana tecnico scientifica per la progettazione di strutture in  
acciaio.
- 13) Auckland, McGraw-Hill, 1963, *Theory of elastic stability*, Stephen P.  
Timoshenko, James M. Gere.
- 14) Genova, Italsider, 1978, *Dinamica e stabilità*, R. Baldacci, G.  
Ceradini, E. Giangreco.
- 15) Milano, Editore Ulrico Hoepli, 1964, *La moderna tecnica delle  
costruzioni in legno*, Giordano, Guglielmo.
- 16) Milano, Editore U. Hoepli, *Tecnologia del legno*, Giordano,  
Guglielmo.
- 17) Torino, UTET, 1998, *Atlante del legno*, Julius Natterer, Thomas  
Herzog, Michael Volz, collana *Grande atlante di architettura*.
- 18) *Il legno massiccio in edilizia "Idee, materiale e tecniche per  
costruire in armonia con l'ambiente"*, Feder – Legno Arredo.
- 19) Edolo, Habitat legno, 1988, *Il legno lamellare*.
- 20) Roma, Mancosu , *Il manuale del legno strutturale*, Uzielli Luca, Ario  
Ceccotti, collana *I grandi manuali*.

- 21) Edolo, Habitat legno, 1988, *Il progetto*, Franco Laner.
- 22) Hoepli, Milano, 1996, *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, Cestelli Guidi, Pubbl. precedentemente con il tit.: Meccanica del terreno, fondazioni, opere in terra.
- 23) Milano, Hoepli, 1930, *La tecnica delle fondazioni "con particolare riguardo alla costruzione dei ponti e delle grandi strutture"*, Luigi Santarella.
- 24) Napoli, CDEN, 1996, *Fondazioni*, Carlo Viggiani.
- 25) Hoepli, 1997, *Manuale dell'Ingegnere nuovo Colombo*.
- 26) Berkeley, California, 1997, *SAP2000 User Manual Reference CSI, Computers and structures*.

#### ARTICOLI DI RIVISTE

- 1) Chang, C. c., Chang, T. Y. P., Zhang, Q. W., *Ambient vibration of long-span cablestayed bridge*, in "Journal of Bridge Engineering", VoI. 6 N° 1, January/February 2001.
- 2) Cobo del Arco, D., Aparicio, A.c., *Preliminary static analysis of suspension bridges*, in "Engineering Structures", Volume 23, Numero 9, September 2001.

- 3) Holubová-Tajcová, Gabriela, *Mathematical modeling of suspension bridges*, in "Mathematics and Computers in Simulation", Volume 50, Numeri 1-4, Novembre 1999.
- 4) Spyrakos, Constantine C, Kemp, Emory L., Venkatareddy, Ramesh, *Validated Analysis of Wheeling Suspension Bridge*, in "Journal of Bridge Engrg". 4, 1 (1999).
- 5) Ulstrup, Cari C., *Rating and preliminary analysis of suspension bridges*, in "Journal of structural engineering", Vol. 119 No.9 Settembre 1993.
- 6) Wollmann, Gregor P., *Preliminary Analysis of suspension bridges*, in "Journal of Bridge Engineering", Vol. 6 N° 4, July/August 2001.
- 7) Buonopane, Stephen G., Billington, David P., *Theory and history of suspension bridge design from 1823 to 1940*, in "Journal of structural engineering", Vol. 119 N° 3 Marzo 1993.
- 8) Uwe Starossek, *Cable - Stayed Bridge Concepts for Longer Spans*, in "Journal of Bridge Engineering", Vol. 1 N° 3, August 1996.
- 9) Robert L. Smith, Kim Stanfill – McMillan, *Comparison of Perception versus Reality in Timber Bridge Performance*, in "Journal of materials in Civil Engineering", Vol. 10 N° 4 Novembre 1998.

## **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- 1) **SIA 164** - Societè Suisse des Ingenieurs et des Architects *Costruction en bois*.
- 2) **DIN 1052/88** - *Strutture in legno, calcolo e realizzazione*.
- 3) **EUROCODE N° 1, 2, 3, 5, 7 e 8**.
- 4) **D.M. 16/01/1996** - *Nonne tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”*.