



Università degli Studi di Messina

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile, Informatica

Ambientale e Matematica Applicata

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Nuove Tipologie Costruttive di Ponti Stradali:  
interazione con i corsi d'acqua attraversati**

**Tesi di laurea di:**

Antonino Andronaco

**Relatori:**

Prof. Ing Antonino Recupero

Prof.ssa Ing. Brunella Bonaccorso

---

*Anno Accademico 2015/2016*



## SOMMARIO

---

1	Introduzione .....	1
1.1	Generalità.....	1
1.2	Posizione del Problema .....	1
1.3	Obiettivi.....	3
2	Studio idrologico.....	5
2.1	Generalità.....	5
2.2	Analisi delle Piogge Intense.....	5
2.2.1	Distribuzione di probabilità di Gumbel.....	6
2.2.2	Verifica della bontà d'adattamento.....	7
2.2.3	Curve di probabilità pluviometriche .....	8
2.3	Valutazione dell'idrogramma di progetto.....	8
2.3.1	Modelli di formazione e trasferimento del deflusso .....	9
2.3.1.1	Modelli di formazione del deflusso.....	10
2.3.1.2	Modelli di trasferimento del deflusso.....	13
2.4	Caratterizzazione Morfometrica del bacino idrografico.....	21
2.3	Calcolo Del Tirante Idrico .....	22
3	Ponti ad Arco .....	25
3.1	Schemi statici ricorrenti .....	25
3.2	Posizione relativa Arco Impalcato.....	26
3.3	Classificazione in funzione del Materiale Impiegato .....	27
4	Ponti "Network Arch" .....	36
4.1	Vantaggi dei ponti Network Arch.....	36
4.2	Strategie di Scelta delle Dimensioni.....	40
5	Caso di Studio .....	50
5.1	Generalità.....	50
5.2	Studio Idrologico Del Bacino Del Torrente Pagliara.....	50
5.2.1	Analisi delle piogge intense osservate nel bacino del torrente Pagliara..	51
5.2.2	Delimitazione e caratterizzazione Bacino Idrografico .....	61
5.2.3	Valutazione dell'idrogramma di progetto .....	64
5.2.3.1	Stima dell'Idrogramma di piena secondo il metodo razionale o formula di Turazza .....	64

5.2.3.2	Stima dell'idrogramma di piena mediante il metodo della corrivazione	65
5.1.3.3	Stima dell'idrogramma superficiale mediante l'idrogramma unitario sintetico del SCS.....	67
5.1.4	Calcolo tirante idrico.....	70
5.2	Ipotesi di Intervento Strutturale .....	71
5.2.3	Scelta delle Dimensioni dell'Opera d'Arte.....	72
5.2.4	Modello di Calcolo del Ponte.....	76
5.2.5	Analisi di fattibilità .....	83
6	Conclusioni .....	104
7	Bibliografia.....	105

# 1 INTRODUZIONE

---

## 1.1 GENERALITÀ

Fin dall'antichità l'uomo ha sentito il bisogno di costruire ponti per superare ostacoli e ridurre le distanze. Nel corso della storia sono stati costruiti con differenti forme e caratteristiche allo scopo di soddisfare le esigenze del periodo e sfruttando i materiali a disposizione; si è passati da quello che viene considerato il primo ponte, "costruito" semplicemente appoggiando un tronco di albero tra le rive di un torrente, attraverso i ponti ad arco romani, poco efficienti nel rapporto peso proprio/peso portato, fino agli attuali ponti moderni che permettono di superare ampie distanze e mirano all'ottimizzazione dei costi e dell'uso del materiale, e quindi alla costruzione di ponti leggeri che riescono a portare elevati carichi da traffico.

## 1.2 POSIZIONE DEL PROBLEMA

I ponti e le componenti su cui poggia (spalle, pile e fondazioni), non sono esenti dall'interagire con l'ambiente circostante ed in particolare con i corsi d'acqua attraversati. I problemi più rilevanti derivano dal posizionamento di pile e spalle poste all'interno degli alvei, infatti tale posizionamento produce un restringimento della sezione di deflusso con conseguente incremento del tirante idrico e l'insorgere del rischio del fenomeno dell'erosione localizzata alla base degli elementi di fondazione. Particolare attenzione deve essere posta anche alla possibilità di trasporto di materiali in sospensione che può produrre la parziale ostruzione del passaggio dell'acqua e fenomeni di inondazioni con gravi conseguenze.



Figura 1 Crollo Ponte inondazione fiume Po 2009



*Figura 2 Crollo Pila ponte Circello esondazione fiume Torti 2015*



*Figura 3 Contea di Leishan, provincia cinese del Guizhou 2015*

Nel corso degli anni sono stati numerosi i crolli dovuti a tali problematiche e per questo la normativa italiana, D.M. 14 gennaio 2008, nel paragrafo 5.1.4.2 ha introdotto l'obbligo di corredare il progetto strutturale con un attento ed accurato studio idrologico.

#### *“ 5.1.2.4 Compatibilità idraulica*

*Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.*

*L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.*

*Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*

*Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.*

*La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.*

*Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.*

*Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.”*

### **1.3 OBIETTIVI**

Nella presente tesi, è stato redatto il progetto di un ponte con campata da 120 m sul torrente Pagliara sito tra Roccalumera e Furci Siculo, paesi della riviera ionica della provincia di Messina, in sostituzione all'attuale bretella di collegamento dei lungomari dei due paesi che ha causato l'esondazione del torrente Pagliara nell'ottobre 2015.



*Figura 4 Esondazione torrente Pagliara (tempostretto.it)*

Nel rispetto delle prescrizioni da Normativa, è stato, innanzitutto, affrontato lo studio idrologico del bacino al fine di determinare l'altezza del tirante idrico per un tempo di ritorno di 200 anni; in seguito all'assegnazione di un franco aggiuntivo di 2 m tra la massima altezza del pelo libero della corrente e l'intradosso del ponte, sono state analizzate diverse possibili scelte progettuali ed è stata individuata quella ottimale. In particolare è stata scelta e progettata un ponte di nuova concezione di tipo "Network Arch", dall'elegante design, che consente il superamento del torrente mediante un'unica campata, per cui non necessita di pile centrali in alveo, e grazie alla limitata altezza dell'impalcato non necessita neanche di rampe di collegamento; l'assenza di questi elementi, unita all'ottimo sfruttamento del materiale, produce un risparmio economico notevole rispetto alle altre tipologie.

## 2 STUDIO IDROLOGICO

---

### 2.1 GENERALITÀ

Lo studio idrologico di un bacino è indispensabile per la valutazione dei fenomeni di piena di un corso d'acqua.

In generale, tale studio consiste nel valutare la risposta idrologica di un bacino ad un evento di pioggia reale, o come nel caso in esame, di progetto.

Per affrontare il problema, dal momento che le grandezze (piogge, portate, etc.) in gioco presentano un "carattere" variabile e casuale, è necessario utilizzare un approccio di tipo statistico, effettuando l'adattamento di una distribuzione di probabilità ai dati osservati dagli strumenti di misura presenti dentro o in prossimità del bacino. Nel caso più comune in cui non sono disponibili dati di portata o di livello idrometrico, occorre ricorrere a metodi indiretti che si basano su un'analisi statistica delle piogge intense, al fine di pervenire alla costruzione delle curve di probabilità pluviometrica descritta nel seguito.

Contestualmente occorre procedere alla caratterizzazione geometrica del bacino ricavando tutte le informazioni utili allo studio.

L'ultimo passo necessario è definire dei modelli di formazione e trasferimento dei deflussi che permettono il calcolo della distribuzione temporale delle portate di piena di fissato tempo di ritorno in una data sezione di chiusura, da cui si ricava il valore di picco necessario per il calcolo del tirante idrico.

### 2.2 ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

L'analisi delle piogge intense riveste un ruolo fondamentale nella valutazione delle piene fluviali.

Le informazioni relative alle piogge intense vengono fornite dagli Annali Idrologici, parte I sezione B; in particolare nelle tabelle III e V sono riportati rispettivamente i massimi annuali delle piogge di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore e le precipitazioni di notevole intensità e breve durata, cioè aventi durata inferiore all'ora per le stazioni pluviometriche in esercizio.

I dati relativi alle precipitazioni, forniti dagli annali, servono a costruire le Curve di Probabilità Pluviometrica, che esprimono la relazione fra le altezze di precipitazione  $h$  e la loro durata  $t$ , per un assegnato valore del tempo di ritorno  $T_r$ .

Ad ogni serie delle altezze di pioggia, ovvero per ogni durata, si adatta una distribuzione di probabilità e, fissato il tempo di ritorno, si calcolano le corrispondenti altezze di pioggia relative a ciascuna durata. Dall'interpolazione di tali altezze massime di pioggia si determinano le Curve di Probabilità Pluviometrica relative al tempo di ritorno fissato.

In letteratura esistono diverse funzioni di probabilità che possono essere scelte come modello probabilistico teorico. Selezionato opportunamente tale modello, si stimano i relativi parametri sulla base dei dati raccolti e successivamente si verifica la bontà di adattamento della distribuzione di probabilità adottata alla serie di dati attraverso metodi grafici e test statistici.

L'interpretazione statistica di grandezze idrologiche, quali le precipitazioni intense, per le quali sono disponibili i valori massimi in un fissato intervallo temporale, è condotta tramite leggi di distribuzione per i massimi valori. Di seguito si riporta la metodologia utilizzata.

### 2.2.1 Distribuzione di probabilità di Gumbel

Una delle distribuzioni di probabilità maggiormente utilizzate nella pratica ingegneristica per modellare piogge intense è la distribuzione di Gumbel (Gumbel, 1941).

È una distribuzione continua a due parametri  $\alpha$  (di scala) ed  $u$  (di posizione), illimitata inferiormente ed illimitata superiormente. Essa è caratterizzata dalla seguente funzione di ripartizione:

$$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$$

i cui parametri stimati con il metodo dei momenti risultano essere

$$\alpha = \frac{1.283}{s_x}$$

$$u = \bar{x} - 0.450 \cdot s_x.$$

Introducendo la variabile ridotta

$$y = \alpha(x - u)$$

la funzione di ripartizione diventa

$$F_X(x) = \exp[-e^{-y}].$$

L'espressione del quantile risulta essere

$$x = u - \frac{1}{\alpha} \ln[-\ln[P(x)]]$$

Poiché tra la probabilità di non superamento ed il tempo di ritorno  $T_r$  sussiste, per variabili indipendenti e identicamente distribuite, la seguente relazione:

$$P = 1 - \frac{1}{T_r}$$

il quantile può essere espresso in funzione del tempo di ritorno.

$$x = u - \frac{1}{\alpha} \ln[-\ln[P(x)]] = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[ -\ln \left[ \frac{T_r - 1}{T_r} \right] \right]$$

### 2.2.2 Verifica della bontà d'adattamento

Stimati i parametri sulla base di un campione osservato di dati, è opportuno verificare l'adattamento della distribuzione ai dati stessi. Tale verifica è stata effettuata in due modi:

- Controllo grafico;
- Test statistico di Pearson;

#### **Controllo grafico**

Questa procedura consiste nel confrontare l'andamento della funzione di ripartizione con quello della frequenza cumulata.

La frequenza cumulata è stata valutata applicando la formula di Weibull:

$$F(x) = \frac{i}{N + 1}$$

Essendo  $i$  il numero d'ordine dei dati campionari ordinato in maniera crescente ed  $N$  la dimensione del campione. Calcolati i valori della probabilità corrispondenti ai valori osservati, si riportano in un unico grafico le coppie (probabilità, frequenza cumulata), e se ne verifica la bontà di adattamento, analizzando qualitativamente lo scostamento tra le coppie di punti e la bisettrice del quadrante.

#### **Test Statistico di Pearson**

Un test statistico è una procedura che consente di accettare o rifiutare un'ipotesi statistica con un certo livello di significatività.

Il test di Pearson, noto anche come test del  $\chi^2$ , è un test non parametrico in cui è nota sia la distribuzione sia i suoi parametri. Esso è basato sull'uso della variabile  $\chi^2$  per controllare l'ipotesi che il campione provenga da una data distribuzione. Per applicare tale test si suddivide lo spazio campionario in  $k$  classi equiprobabili e si valutano i quantili relativi agli estremi di ciascuna classe,  $x_k$  e  $x_{k+1}$ , in funzione del modello di probabilità adottato. Contato il numero di osservazioni del campione che ricadono in ciascuna classe  $N_k$ , si calcola:

$$\chi^2_{\text{calcolato}} = \frac{\sum_{k=1}^K (N_k - N_t)^2}{N_t}$$

in cui  $N_t$  è il numero medio di eventi che dovrebbero ricadere nella  $k$ -esima classe.

Scelto il livello di significatività si determina da apposite tabelle il corrispondente valore teorico  $\chi^2_{\text{teorico}}$ , quest'ultimo è anche funzione dei gradi di libertà  $\theta = k - r - 1$ , in cui  $k$  è il numero di classi ed  $r$  il numero di parametri della distribuzione indagata.

se  $\chi^2_{\text{calcolato}} \leq \chi^2_{\text{teorico}}$ , l'ipotesi di buon adattamento alla serie di dati della distribuzione scelta può essere accettata (con livello di significatività fissato);

se  $\chi^2_{\text{calcolato}} > \chi^2_{\text{teorico}}$  l'ipotesi è rifiutata, con livello di significatività  $\alpha$ .

### 2.2.3 Curve di probabilità pluviometriche

Le curve di probabilità pluviometriche (Penta, Rasulo, Rossi, 1985) si costruiscono mediante interpolazione delle altezze massime di pioggia ricavate per un fissato tempo di ritorno, ovvero i quantili.

La legge che descrive le curve di probabilità pluviometriche è in genere una legge di potenza monomia del tipo:

$$h = a \cdot t^n$$

dove  $a$  ed  $n$  sono dei coefficienti che dipendono dal periodo di ritorno, in particolare,  $a$  corrisponde all'altezza di pioggia di durata un'ora e fissato tempo di ritorno, ed  $n$  è un parametro minore dell'unità.

Infatti, all'aumentare della durata  $t$ , l'evento è caratterizzato da un'altezza di pioggia crescente e da un'intensità decrescente. I parametri  $a$  ed  $n$  possono essere determinati mediante il metodo dei minimi quadrati.

## 2.3 VALUTAZIONE DELL'IDROGRAMMA DI PROGETTO

Si definisce *piena* un significativo e rapido aumento della portata di un corso d'acqua, dovuto ad un consistente evento di pioggia o allo scioglimento di un rilevante manto nevoso, seguito da una diminuzione, generalmente lenta, e da un ritorno alle condizioni usuali. Il deflusso di piena può essere suddiviso in quattro componenti:

- afflusso diretto: ovvero la precipitazione che cade direttamente sugli specchi liquidi (in genere trascurabile rispetto alle altre componenti);
- deflusso superficiale: componente della precipitazione non infiltrata che, dopo aver riempito le buche e gli avvallamenti superficiali tenderà a scorrere lungo le superfici e i piani inclinati fino a raggiungere il reticolo idrografico;
- deflusso ipodermico: componente della precipitazione infiltrata che scorre per vie parallele al pendio negli strati poco profondi e non saturi del suolo;
- deflusso profondo: componente della precipitazione infiltrata che scorre negli strati più profondi e giunti a saturazione del suolo;

In generale si possono distinguere due forme di deflusso: il deflusso profondo o di base, caratterizzato da tempi di trasferimento molto lunghi ed il deflusso di pioggia, somma di deflusso superficiale e del deflusso ipodermico.

L'andamento temporale delle portate che transitano in una sezione di un corso d'acqua rappresenta l'*idrogramma*, caratterizzato da un tratto ascendente, da un massimo e da un tratto discendente.

La valutazione della portata di piena al colmo e dell'idrogramma per fissato tempo di ritorno può essere effettuata in modo diretto o indiretto.

Nei metodi diretti la portata viene determinata tramite tecniche di inferenza statistica basate sull'adattamento di distribuzioni teoriche di probabilità ai campioni di dati storici idrometrici o di portata raccolti nella sezione di interesse.

I dati campionari di portata vengono forniti nella Parte II degli Annali Idrologici, in alternativa, si possono ricavare indirettamente, o a partire dalla misura del tirante idrico  $h$  mediante l'uso di relazioni che legano la portata al tirante  $Q = Q(h)$ , oppure attraverso le misure della velocità  $v$  e della sezione bagnata  $A$  utilizzando la relazione  $Q = v \cdot A$  se la velocità è uniforme nella sezione, altrimenti nel caso in cui la velocità non si presenta uniforme, la portata viene vista come somma delle portate elementari, corrispondenti a piccole sezioni in cui si può assumere la velocità uniforme.

E' possibile condurre un'analisi statistica puntuale, cioè un'analisi statistica dei dati raccolti nelle singole stazioni idrometriche ove presenti e con sufficiente numerosità campionaria. Si distinguono l'Annual Maxima Series in cui vengono presi in considerazione solo i valori massimi annuali della serie e il Peak Over Threshold in cui si considerano soltanto i valori che eccedono una soglia. Il primo offre il vantaggio dell'indipendenza statistica dei valori e della semplicità dello studio statistico, ma d'altro canto ha il limite di una ridotta numerosità campionaria; il secondo, invece, pur garantendo una più elevata numerosità campionaria, è caratterizzato da uno studio statistico più complesso e da una difficoltà a definire la soglia.

Altra possibilità è quella di effettuare un'analisi regionale, da preferirsi nel caso in cui il campione disponibile sia poco significativo oppure qualora il sito in esame sia privo di stazioni di misura; in questo caso, infatti, si utilizzano le misure relative ad un'intera regione idrologicamente omogenea: ciò consente di utilizzare un campione di dati maggiore, di poter effettuare uno studio idrologico anche in siti privi di stazioni di misura e di fare ricorso a leggi con più di due parametri.

I metodi indiretti empirici permettono la stima della portata indice nei siti privi di misure idrometriche o di portate, attraverso formule regressive che legano tra loro caratteristiche fisiche dei bacini, quali superficie totale, percentuale area impermeabile, pendenza media, indici di piovosità, ecc.

Altri metodi indiretti largamente utilizzati sono i metodi di trasformazione afflussi-deflussi, descritti in seguito.

### 2.3.1 Modelli di formazione e trasferimento del deflusso

Il fenomeno di piena è dovuto alla pioggia netta, cioè quella parte di precipitazione che, non essendo stata intercettata dalla vegetazione, non essendosi invasata in piccoli accumuli nel bacino e non essendo riuscita ad infiltrarsi nel terreno, forma un velo d'acqua che scorrendo sui versanti e nella rete idrografica raggiunge la sezione di chiusura del bacino.

Da un punto di vista modellistico il bacino idrografico può essere considerato come un sistema soggetto ad un ingresso (afflusso meteorico) variabile nello spazio e nel tempo, la cui uscita è rappresentata da un idrogramma  $Q(t)$  defluente attraverso la sezione di chiusura.

Nella modellazione afflussi-deflussi si possono quindi distinguere due fasi:

- modellazione delle perdite idrologiche, ovvero trasformazione della pioggia totale in pioggia efficace o deflusso superficiale;
- modellazione del trasferimento dei deflussi alla sezione di chiusura del bacino.

### 2.3.1.1 Modelli di formazione del deflusso

Per quanto riguarda la classificazione dei modelli di pioggia netta si distinguono:

- modelli fisici di tipo semplificato, che si basano su opportune schematizzazioni del reale fenomeno dinamico (modello di Horton);
- modelli idrologici (o sintetici), che si basano su semplici leggi empiriche e offrono il vantaggio di una parametrizzazione meno onerosa e facilmente determinabile dalla litologia e dall'uso del suolo (metodo dell'indice  $\Phi$ , metodo del coefficiente di deflusso, metodo SCS-CN).

#### *Modello di Horton*

La formazione del deflusso superficiale si ha quando l'intensità di precipitazione è maggiore della velocità di infiltrazione nel terreno.

Il modello di Horton ipotizza che la velocità di infiltrazione nel terreno la cui superficie è in condizioni sature, decresca esponenzialmente con il tempo:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

essendo

$f(t)$ , velocità di infiltrazione al tempo  $t$ ,

$f_c$ , velocità di infiltrazione in condizioni di saturazione,

$f_0$ , velocità di infiltrazione all'inizio della precipitazione,

$k$ , costante.

I valori di  $f_c$ ,  $f_0$  e  $k$  sono tabellati in funzione della tipologia del terreno.

La pioggia netta si valuta sottraendo istante per istante all'intensità di precipitazione  $i(t)$ , la velocità di filtrazione  $f(t)$ .

#### *Metodo dell'indice $\Phi$*

Si ipotizza che le perdite per infiltrazione si mantengano costanti nel corso della precipitazione. In pratica si fissa una soglia costante di velocità di filtrazione  $\Phi$ , quindi lo ietogramma di pioggia netta si ottiene sottraendo, per ogni intervallo temporale, allo ietogramma di pioggia totale la velocità di filtrazione.

In genere si considera anche una perdita iniziale che rappresenta le perdite iniziali dovute all'intercettazione della vegetazione e al riempimento dei piccoli invasi.

#### *Metodo del coefficiente di deflusso*

Si definisce coefficiente di deflusso il rapporto tra il volume di pioggia efficace  $Q$  e il volume di pioggia lorda  $A$

$$C = \frac{Q}{A}$$

Tale coefficiente varia tra 0 e 1, per  $C = 1$  si hanno perdite nulle.

$C$  dipende dal tipo di vegetazione presente nel bacino, dalla morfologia e dalla permeabilità del terreno e dal tempo di ritorno dell'evento meteorico.

Lo ietogramma di pioggia netta si ricava moltiplicando, per ogni intervallo temporale, lo ietogramma di pioggia totale per il coefficiente di deflusso determinato.

In letteratura esistono le determinazioni di *Frevert* (FREVERT ET AL., 1955) per il coefficiente di deflusso  $C$ , in funzione del manto vegetale, della morfologia del suolo, della pendenza dell'asta principale della rete idrografica e della tipologia del terreno.

#### *Metodo SCS-CN*

In tale metodo (Soil Conservation Service, 1972) si ipotizza che il volume specifico di deflusso superficiale  $Q$  sia direttamente proporzionale al volume dell'afflusso meteorico  $A$  depurato dell'assorbimento iniziale  $I_a$ , essendo la costante di proporzionalità pari al rapporto tra il volume specifico di infiltrazione  $F$  e il suo valore limite, ovvero il volume specifico di saturazione del terreno  $S$ :

$$Q = (A - I_a) \frac{F}{S}$$

con

$A$ , volume afflusso meteorico;

$I_a$ , volume assorbimento iniziale;

$F$ , volume specifico di infiltrazione;

$S$ , volume specifico di saturazione del terreno.

Dall'equazione di continuità,

$$F = A - I_a - Q$$

definendo

$$I_a = cS$$

un volume specifico di pioggia, sottratto a priori al bilancio in esame, che descrive in modo globale diversi processi quali l'intercettazione da parte della vegetazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali, l'imbibizione iniziale del terreno.

Sulla base di osservazioni sperimentali  $c = 0.2$

il deflusso superficiale si può dunque determinare in base alla seguente espressione

$$Q = \frac{(A - 0.2S)^2}{A + 0.8S}$$

Il modello SCS-CN descrivere il processo di assorbimento mediante il solo volume specifico di saturazione,  $S$ , che dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, questi ultimi inglobati nel parametro CN (*Curve Number*)

$$S = S_0 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

con

$S_0 = 254 \text{ mm}$ , fattore di scala dell'unità di misura.

Valori di CN elevati sono sintomatici di una ridotta capacità di infiltrazione.

Il Curve Number dipende da diversi fattori quali:

- caratteristiche geo-podologiche del terreno, il quale può essere suddiviso in quattro categorie: A, B, C e D, dove A indica i suoli a maggiore infiltrabilità e D quelli a minore infiltrabilità;
- utilizzo del suolo e il trattamento della superficie:
- condizioni di drenaggio;
- condizioni iniziali di saturazione del suolo.

Valori del parametro CN (adimensionale) Classe AMC II	Tipo idrologico Suolo			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m <sup>2</sup> (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m <sup>2</sup> (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m <sup>2</sup> (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m <sup>2</sup> (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m <sup>2</sup> (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m <sup>2</sup> (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ....	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Altezze di pioggia nei 5 gg precedenti

Classe AMC	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2.3 - 0.013CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057CN(II)}$$

Tabella 1 Stima del parametro CN

### 2.3.1.2 Modelli di trasferimento del deflusso

I modelli afflussi-deflussi consentono di determinare la risposta idrologica di un bacino in corrispondenza ad input di pioggia predefiniti, attraverso la simulazione dei processi che intervengono nella trasformazione tra afflussi e deflussi. In generale si possono distinguere in modelli di evento e modelli completi, in funzione della scala temporale dei fenomeni.

In base alla struttura invece si hanno:

- Modelli idraulici, che tentano di simulare i singoli processi idraulico-idrologici; in questa categoria vengono annoverati i modelli fisicamente basati, ovvero quei modelli che utilizzano le equazioni differenziali di conservazione della massa e della quantità di moto per descrivere i principali processi di movimento dell'acqua;
- Modelli concettuali, che assimilano la trasformazione afflussi-deflussi ad un'altra in grado di fornire una risposta simile. I singoli processi di trasferimento vengono rappresentati attraverso elementi concettuali aventi un funzionamento idraulico molto semplice, essenzialmente canali e serbatoi, lineari o non lineari;
- Modelli sintetici o black box, questi modelli non hanno nessuna finalità di rappresentare i processi idrologici e idraulici che intervengono nella trasformazione afflussi-deflussi e considerano il sistema fisico come una scatola chiusa sulle cui caratteristiche non si ha interesse ad indagare.

In base ai parametri si distinguono modelli concentrati e modelli distribuiti; nei primi il bacino è considerato nel suo insieme, e la piena nella sezione di chiusura si calcola sulla base della precipitazione di cui non si considera la variabilità spaziale, e, tramite un unico operatore rappresentativo del comportamento medio del bacino; nei secondi, invece, si considera la variabilità spaziale e temporale delle precipitazioni, delle portate in uscita e delle diverse caratteristiche del bacino.

Infine, in base alla trasformazione si distinguono modelli lineari e modelli non lineari: nei primi, a differenza dei secondi, gli output del modello sono una combinazione lineare degli ingressi.

La descrizione della propagazione del deflusso superficiale (rappresentato dallo ietogramma della pioggia netta) in portate di pioggia avviene mediante dei modelli che si basano sulla rappresentazione di due effetti fisici che hanno luogo nel bacino durante la fase di propagazione: la *traslazione*, che tiene conto del fatto che l'idrogramma della portata di pioggia si presenta in ritardo rispetto allo ietogramma della pioggia netta, e la *laminazione*, per effetto della quale l'idrogramma delle portate somiglia allo ietogramma di pioggia che l'ha generato, ma con picchi smussati.

Tale rappresentazione impone che non siano ammesse portate negative e che il sistema rispetti la continuità, ovvero che la portata di pioggia uguagli il deflusso di pioggia.

I due effetti fisici vengono rappresentati mediante l'impiego di un sistema lineare e stazionario; per la linearità, ad un ingresso pari alla combinazione lineare di due input

separati, corrisponde un'uscita che è combinazione lineare dei due corrispondenti output secondo i medesimi coefficienti

$$\alpha_1 I_{e,1}(t) + \alpha_2 I_{e,2}(t) \rightarrow \alpha_1 q_1(t) + \alpha_2 q_2(t)$$

Per la stazionarietà (o invarianza temporale) a due ingressi traslati di un tempo  $\tau$ , corrispondono due uscite traslate del medesimo tempo  $\tau$

$$I_e(t) \rightarrow q(t)$$

$$I_e(t + \tau) \rightarrow q(t + \tau)$$

Il vantaggio dell'utilizzo di queste due proprietà sta nel fatto che, nota la risposta del sistema ad una forzante elementare e corrispondente ad un volume unitario di pioggia, la risposta ad un qualsivoglia evento pluviometrico può ottenersi combinando per somma e traslazione lungo l'asse dei tempi l'operatore che trasforma le piogge in entrata.

#### *Idrogramma unitario istantaneo*

Per un sistema lineare e stazionario il legame tra l'input, precipitazione effettiva  $I_e(t)$ , ed il corrispondente output  $q(t)$  ha la forma di un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti del tipo

$$a_n \frac{d^n q(t)}{dt^n} + a_{n-1} \frac{d^{n-1} q(t)}{dt^{n-1}} + \dots + a_1 \frac{dq(t)}{dt} + a_0 = I_e(t)$$

L'integrale generale di tale equazione è

$$Q(t) = A \int_0^t I_e(\tau) h(t - \tau) d\tau$$

essendo

- $\tau$ , variabile di integrazione, che tiene conto del ritardo del trasferimento della pioggia alla sezione di chiusura;
- $h(t)$ , idrogramma unitario istantaneo (IUH), che rappresenta la risposta del sistema ad una precipitazione impulsiva unitaria, cioè una pioggia netta di volume unitario e durata infinitesima (intensità infinita).

La IUH è rappresentata matematicamente dalla delta di Dirac. Poiché deve valere l'equazione di continuità, ovvero il volume defluente deve essere uguale al corrispondente volume delle piogge nette, si ha che l'area sottesa dall'IUH ha valore unitario

$$\int_0^{\infty} h(\tau) d\tau = 1$$

Da questa si evince che  $h(t)$  ha le dimensioni dell'inverso di un tempo.

L'idrogramma unitario istantaneo assume valori non nulli nell'intervallo  $(0, t_b)$ , con  $t_b$  tempo di base dello IUH che si può assimilare al *tempo di corrvazione*, cioè il tempo che occorre alla particella di pioggia caduta nel punto del bacino idraulicamente più distante a raggiungere la sezione di chiusura. Se il tempo di base è finito il sistema si dice a memoria finita, infatti dopo un tempo  $t_b$  il sistema non risente più dell'effetto della sollecitazione meteorica netta. Se il tempo di base tende ad infinito il sistema si dice a memoria infinita e, teoricamente, il sistema risente per un tempo infinitamente lungo dell'effetto della sollecitazione meteorica.

L' IUH può essere interpretato come una funzione densità di probabilità, in particolare rappresenta la probabilità che una particella caduta in un punto generico del bacino arrivi alla sezione di chiusura tra il tempo  $t$  e  $t+dt$ .

L'integrale della IUH al tempo  $t$  fornisce la funzione di risposta a gradino, e rappresenta la probabilità che il tempo di residenza di una generica particella di liquido nella rete risulti minore o uguale ad un valore assegnato  $t$ .

$$H(t) = \int_0^t h(\tau) d\tau$$

Nelle applicazioni sia lo ietogramma efficace, cioè l'andamento temporale delle intensità di pioggia nette, che il relativo idrogramma di piena hanno una forma discreta, perché campionati con un intervallo temporale discreto  $\Delta t$ ; quindi per calcolare la portata si utilizza l'*idrogramma unitario* (UH) definito come segue:

$$U(t) = \frac{1}{\Delta t} \int_0^{\Delta t} h(t-\tau) d\tau$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U(t) = \frac{H(t)}{\Delta t} \quad t < \Delta t \\ U(t) = \frac{H(t) - H(t - \Delta t)}{\Delta t} \quad t \geq \Delta t \end{array} \right.$$

che rappresenta la risposta unitaria del sistema ad una precipitazione di volume unitario e durata finita  $\Delta t$ .

L'integrale di convoluzione viene sostituito da una sommatoria e il calcolo della portata di piena si esegue nel modo seguente:

$$Q_k = \sum_{j=1}^{k \leq n} I_{e,j} U_{k-j+1} A \Delta t$$

essendo

$m$ , numero ordinate dell' idrogramma unitario (UH)

$n$ , numero ordinate dello ietogramma

$k = n + m - 1$

$t = k \Delta t$

In termini matriciali si può scrivere

$$\mathbf{Q} = \mathbf{U} \mathbf{I}_e A \Delta t$$

essendo

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} U_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ U_2 & U_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & U_2 & U_1 & 0 & \dots & 0 \\ U_m & \dots & U_2 & U_1 & \dots & 0 \\ 0 & U_m & \dots & U_2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & U_m & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & U_m & \dots & U_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & U_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & U_m \end{bmatrix} \quad \mathbf{I}_e = \begin{bmatrix} I_{e,1} \\ I_{e,2} \\ I_{e,3} \\ \dots \\ I_{e,n} \end{bmatrix}$$

I modelli dell'idrogramma unitario istantaneo vengono distinti in: modelli concettuali e modelli quasi-concettuali. Tra i primi si annoverano il metodo della corrivazione (o canale lineare), il metodo dell'invaso (o serbatoio lineare), l'IUH di Nash e l'IUH triangolare; tra i secondi invece l'IUH Weibull e Raleigh, l'IUH topologici (basati sulla tipologia della rete idrografica), l'IUH geomorfologici (basati sulla struttura del reticolo idrografico).

#### *Metodo della corrivazione (o cinematico)*

Il modello cinematico schematizza (Maione, 1977) il bacino idrografico come un insieme di canali lineari. Il canale è un elemento concettuale che produce una risposta  $q(t)$ , come semplice traslazione nel tempo della precipitazione  $p(t)$ , ovvero:

$$q(t) = p(t - s)$$

Le ipotesi che stanno alla base del modello sono le seguenti:

- la formazione della piena è dovuta esclusivamente al trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia si muove seguendo un percorso univoco che dipende dalla posizione di caduta;
- la velocità di ogni goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;

Inoltre la portata che defluisce alla sezione di chiusura in un generico istante è somma delle portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Più specificatamente la portata defluente al tempo  $t$  alla sezione di chiusura, per il principio di sovrapposizione degli effetti, è data dalla somma dei contributi forniti dalle singole aree elementari.

$$Q(t) = \int_0^t I_e(t-\tau)h(\tau)d\tau$$

con l'idrogramma unitario istantaneo pari a:

$$h(t) = \frac{1}{A} \frac{dA(t)}{dt}$$

La funzione  $A(t)$  rappresenta la curva area-tempi che ha in ascissa il tempo  $t$  e in ordinata l'area  $A(t)$  il cui tempo di corrivazione è minore o uguale a  $t$ ; il valore massimo di  $A(t)$  si ha in corrispondenza del tempo di corrivazione del bacino (tempo necessario affinché una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura).

Ai fini della costruzione della curva area-tempi è necessario valutare preliminarmente il tempo di corrivazione del bacino, che si può ricavare mediante le seguenti espressioni empiriche. Tra queste si annoverano:

Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{\bar{H} - H_0}} \text{ [valida per } A > 100 \text{ Km}^2 \text{] (Giandotti, 1934)}$$

$A$ , superficie del bacino in [ $\text{Km}^2$ ];

$L$ , lunghezza del percorso idraulicamente più lungo in [ $\text{Km}^2$ ];

$\bar{H}$ , altitudine media del bacino in [ $m$ ];

$H_0$ , altitudine della sezione di chiusura [ $m$ ].

Formula di Pezzoli

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i}} \text{ [valida per } A < 20 \text{ Km}^2 \text{] (Indelicato, 1988)}$$

$L$ , lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [ $\text{Km}$ ];

$i$ , pendenza media dell'asta principale.

Formula di Kirpich

$$t_c = 0,066 \frac{L^{0,77}}{i^{0,385}} \text{ [valida per } A < 20 \text{ Km}^2 \text{] (Kirpich, 1940)}$$

$L$ , lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [ $\text{km}$ ];

$i$ , pendenza media dell'asta principale.

Metodo della velocità  $t_c = \frac{L}{v_f}$  (Viparelli, 1963)

$L$ , lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [ $\text{km}$ ];

$v_f$ , velocità di propagazione della piena variabili tra 1 e 2 [ $m/s$ ].

Formula di D' Asaro – Agnese

$$t_c = 0.43 \frac{\sqrt{A}}{v_f} ($$

$A$ , superficie del bacino [ $Km^2$ ];

$v_f$ , velocità di propagazione della piena in [ $m/s$ ].

Unendo i punti che hanno uguale tempo di corrivazione si ottengono le linee isocorrive o isocrone che delimitano le aree contribuenti nei diversi intervalli di tempo (aree isocorrive). Cumulando le aree contribuenti si ottiene la curva aree-tempi.

In termini operativi il tracciamento delle linee isocorrive presenta alcune difficoltà; la procedura si semplifica adottando l'*ipotesi di Viparelli (Viparelli, 1961)*, che consiste nel far coincidere le isocorrive con le isoipse. Tale ipotesi (fortemente semplificativa) presuppone che le isocorrive con un tempo di corrivazione maggiore, ovvero più distanti dalla sezione di chiusura, siano quelle a quota più elevate.

Tuttavia oggi si preferisce valutare le superfici isocorrive mediante l'impiego di software GIS, a partire dal "Raster" delle lunghezze del percorso di deflusso, come meglio spiegato in seguito.

Tracciata la curva ipsografica del bacino, si ricavano le superfici isocorrive. Gli incrementi di pioggia ricavati dalla curva di probabilità pluviometrica vengono disposti in maniera speculare rispetto all'istogramma delle fasce isocorrive, in modo da associare al tempo di corrivazione l'area maggiore.

Dal prodotto matriciale

$$\mathbf{Q} = \mathbf{U} \mathbf{I}_e A \Delta t$$

essendo

$$\mathbf{U} = \frac{1}{A \Delta t} \begin{bmatrix} A_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ A_2 & A_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & A_2 & A_1 & 0 & \dots & 0 \\ A_m & \dots & A_2 & A_1 & \dots & 0 \\ 0 & A_m & \dots & A_2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & A_m & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & U_m & \dots & A_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & A_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & A_m \end{bmatrix} \quad \mathbf{I}_e = \begin{bmatrix} I_{e,1} \\ I_{e,2} \\ I_{e,3} \\ \dots \\ I_{e,n} \end{bmatrix}$$

si ricavano le portate relative ad ogni  $\Delta t$

$$Q_1 = A_1 I_{e,1}$$

$$Q_2 = A_1 I_{e,2} + A_2 I_{e,1}$$

$$Q_3 = A_1 I_{e,3} + A_2 I_{e,2} + A_3 I_{e,1}$$

...

$$Q_m = A_1 I_{e,m} + A_2 I_{e,m-1} + \dots + A_m I_{e,1}$$

$$Q_{m-1} = A_2 I_{e,m-1} + \dots + A_{m-1} I_{e,2}$$

...

$$Q_{m+n} = 0$$

Nel metodo della corrivazione la portata massima si ottiene per una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Considerando una precipitazione di intensità critica, cioè dedotta dalla curva di probabilità per assegnato tempo di ritorno in corrispondenza di una durata pari al tempo di corrivazione del bacino, costante di durata pari al tempo di corrivazione ed uniformemente distribuita nel bacino, si ottiene un idrogramma di piena triangolare con portata al colmo fornita dalla formula di Turazza (Kuichling,1889) riportata in seguito:

$$Q_{max} = I_e(t_c)A = \frac{P_e(t_c)A}{t_c} = C \frac{h_{tc}}{t_c}$$

#### *Idrogramma unitario adimensionale del SCS*

L'idrogramma unitario istantaneo rappresenta la risposta del sistema ad una precipitazione impulsiva unitaria, cioè una pioggia netta di volume unitario e durata infinitesima.

Quello del SCS è un idrogramma unitario sintetico ottenuto dall'analisi di una serie di idrogrammi unitari relativi a numerosi bacini, reso adimensionale in funzione della durata del ramo ascendente dell'idrogramma  $t_p$  (tempo di picco) e della portata al colmo  $Q_p$ .

(t/t <sub>p</sub> )	(Q/Q <sub>p</sub> )	(t/t <sub>p</sub> )	(Q/Q <sub>p</sub> )
0,0	0,000	1,7	0,460
0,1	0,030	1,8	0,390
0,2	0,100	1,9	0,330
0,3	0,190	2,0	0,280
0,4	0,310	2,2	0,207
0,5	0,470	2,4	0,147
0,6	0,660	2,6	0,107
0,7	0,820	2,8	0,077
0,8	0,930	3,0	0,055
0,9	0,990	3,2	0,040
1,0	1,000	3,4	0,029
1,1	0,990	3,6	0,021
1,2	0,930	3,8	0,015
1,3	0,860	4,0	0,011
1,4	0,780	4,5	0,005
1,5	0,680	5,0	0,000
1,6	0,560		

Tabella 2 Coordinate dell'idrogramma unitario adimensionale SCS.

Il tempo di picco è pari a  $t_p[h] = \frac{t_r}{2} + t_l$

Essendo:

$t_r[h] = 0.133 t_c$  la durata della pioggia efficace;

$t_l[h] = 0.6 t_c$  il tempo di lag (ritardo).

E  $t_c$ , il tempo di corrivazione in ore.

La portata al colmo è pari a:

$$Q_p \left[ \frac{m^3}{s} \right] = \frac{0.208(P_e A)}{t_p}$$

essendo

$A$ , superficie del bacino in km<sup>2</sup>,

$P_e = 1mm$ , altezza di pioggia unitaria.

Noti il tempo di picco e la portata al colmo, dall'idrogramma unitario adimensionale si ricava l'idrogramma unitario e si valuta la portata tramite convoluzione.

## 2.4 CARATTERIZZAZIONE MORFOMETRICA DEL BACINO IDROGRAFICO

Lo studio di un bacino idrografico si rende necessario per acquisire le informazioni morfometriche, ma anche relative al tipo e all'uso del suolo e alle sue proprietà idrauliche, che permettono di comprendere la modalità di risposta idrologica del bacino. Il bacino idrografico è una porzione di territorio, delimitata da una linea spartiacque, che raccoglie tutte le acque che, trasformandosi in portate nella rete idrografica, defluiscono attraverso un'assegnata sezione di chiusura.

Lo spartiacque topografico definisce il confine del bacino ed intercetta tutti i punti a quota più elevata. Viene tracciato mediante l'utilizzo di carte topografiche a partire dalla sezione di chiusura di interesse, andando ad intersecare in modo ortogonale le curve di livello.

All'interno del bacino idrografico si distingue il reticolo idrografico, composto dai collettori fluviali che raccolgono i deflussi superficiali provenienti dai versanti e li convogliano nella sezione di chiusura, e le sorgenti che rappresentano i punti del reticolo posti all'estremità di monte. La successione più lunga di segmenti che uniscono una sorgente alla sezione di chiusura del bacino è definita asta principale del reticolo idrografico.

La caratterizzazione del bacino consiste nell'individuazione delle caratteristiche planimetriche, di forma, orografiche e di pendenza.

Le caratteristiche planimetriche sono l'area, il perimetro e la lunghezza dell'asta principale; di quest'ultima vengono valutate la lunghezza, la quota massima e minima, e la pendenza media, che viene stimata come il rapporto tra il rilievo del bacino e la lunghezza dell'asta principale:

$$i_{media} = \frac{\Delta z_{max}}{L}$$

L'andamento altimetrico del bacino è descritto dalla curva ipsografica che si ottiene riportando in un diagramma i punti le cui coordinate rappresentano (in ascissa) l'area totale delle porzioni di bacino che si trovano a quote superiori ad un certo valore e (in ordinata) tale valore di quota.

La caratterizzazione morfometrica si semplifica considerevolmente mediante l'impiego di software GIS, cioè un ambiente software che permette l'elaborazione, l'analisi e la manipolazione di dati geometrici georeferenziati.

Attraverso l'utilizzo del software ArcView Gis, importando nel programma il DEM (*Digital Elevation Model*), cioè la rappresentazione della distribuzione delle quote di una certa superficie in formato digitale, dell'area all'interno del quale individuare il bacino, si costruisce il raster delle direzioni di flusso e tramite questo si trovano i flussi cumulati, cioè il numero di celle a monte che drenano su ogni particolare cella.

Fatto ciò, attraverso sempre l'utilizzo del programma, scegliendo la cella che rappresenterà la sezione di chiusura del bacino, si delimita il bacino. Di quest'ultimo si possono ricavare le principali caratteristiche planimetriche (area, perimetro e asta

fluviale principale), di forma (rapporto di circolarità, di uniformità e il fattore di forma) e orografiche (altezza massima, media e minima del bacino).

Note le varie caratteristiche è possibile definire la curva ipsografica e si calcolano le caratteristiche dell'asta fluviale principale.

### 2.3 CALCOLO DEL TIRANTE IDRICO

Il tirante idrico è definito dalla quota della superficie a contatto con l'atmosfera misurata rispetto al fondo della sezione dell'alveo.

Lo studio delle correnti a pelo libero si basa su due ipotesi fondamentali:

- corrente lineare con sezioni trasversali piane e distribuzione idrostatica delle pressioni;
- sezioni trasversali verticali, cioè con pendenza dell'alveo trascurabile;

di conseguenza tutte le traiettorie della corrente hanno la stessa linea piezometrica che coincide con il pelo libero.

Per il calcolo della portata delle correnti sia in pressione che a pelo libero, in condizione di moto uniforme, si utilizza la legge di Chézy

$$Q = A_{(h)} x_{(h)} \sqrt{R_{(h)} i}$$

In cui:

$A_{(h)}$  è l'area della sezione bagnata.

$v$  è la velocità media di moto uniforme;

$x_{(h)}$  è il coefficiente di Chézy;

$R_{(h)}$  è il raggio idraulico pari al rapporto tra l'area della sezione idrica ed il contorno bagnato;

$i$  è la pendenza del fondo dell'alveo.

Il coefficiente di Chézy può essere valutato secondo diverse formulazioni, le più comuni sono:

Bazin  $x = \frac{87}{1 + \gamma / \sqrt{R_{(h)}}}$  in cui  $\gamma$  è l'indice di scabrezza di Bazin;

Kutter  $x = \frac{100}{1 + m / R_{(h)}}$  in cui  $m$  è l'indice di scabrezza di Kutter;

Strickler  $x = c R_{(h)}^{1/6}$  in cui  $c$  è l'indice di scabrezza di Strickler.

Gli indici di scabrezza sono fornita in tabelle in funzione del tipo di canale.

<b>Tipo di canale</b>	<b>Bazin <math>\gamma</math> (m<sup>1/2</sup>)</b>	<b>Kutter <math>m</math> (m<sup>1/2</sup>)</b>
Pareti di cemento perfettamente liscio. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti.	0.06	0.12
Stessi materiali ma in presenza di curve.	0.10	0.18
Pareti di cemento non perfettamente liscio. Muratura di mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria.	0.16	0.20-0.25
Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo eventualmente con fessure.	0.23-0.36	0.35-0.55
Pareti di cemento solo in parte intonacate. Muratura irregolare o di pietrame. Terra regolarissima senza vegetazione.	0.46	0.55-0.75
Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizioni non buone, con depositi di limo al fondo.	0.60-0.85	0.75-1.25
Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	1.30	1.50
Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.	1.75	2.00
Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiale sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	2.00-2.30	3.00

Tabella 3 Indici di scabrezza di Bazin e Kutter (Ferro, La sistemazione dei bacini idrografici, 2002)

Tipo di canale	massimo normale minimo		
<i>Canali artificiali</i>			
<i>Canali in terra lisciata e uniforme</i>			
Pulita, scavata di recente	62	56	50
Pulita, dopo prolungata esposizione	56	45	40
Ghiaia, sezione uniforme, pulita	45	40	33
Erba corta, pochi cespugli	45	37	30
<i>Canali in terra con ondulazioni o irregolari</i>			
Senza vegetazione	43	40	33
Con erba e pochi cespugli	40	33	30
Cespugli o piante acquatiche in canali profondi	33	29	25
Fondo in terra e sponde in pietrisco	36	33	29
Fondo in pietrame e sponde in cespugli	40	29	25
Fondo in ciottoli e sponde pulite	33	25	20
<i>Canali scavati o dragati</i>			
Senza vegetazione	40	36	30
Cespugli sparsi sulle sponde	29	20	17
<i>Canali in roccia</i>			
Lisci e uniformi	40	29	25
Fraggiati e irregolari	29	25	20
<i>Canali senza manutenzione, sterpaglia e cespugli</i>			
Sterpaglia densa, alta quanto il tirante idrico	20	12	8
Fondo pulito, cespugli sulle sponde	25	20	12
Fondo pulito, cespugli sulle sponde, in piena	22	14	9
Cespugli densi e acque profonde	12	10	7
<i>Corsi d'acqua naturali</i>			
<i>Corsi d'acqua minori (tirante inferiore a 3.5 m)</i>			
<i>Corsi d'acqua di pianura</i>			
Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati	40	33	30
Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia	33	29	35
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi	30	25	22
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e pietre	29	22	20
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, in magra	25	21	18
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e più pietrame	22	20	17
Tratti lenti, sterpaglia e buche profonde	20	14	12
Tratti molto erbosi, buche profonde e grossi arbusti e cespugli	13	10	7
<i>Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde ripide, alberi e cespugli lungo le sponde sommergibili durante le piene</i>			
Fondo: ghiaia, ciottoli e massi sparsi	33	25	20
Fondo: ciottoli e massi grossi	25	20	14

Tabella 4 Indici di scabrezza di Strickler (Ferro, La sistemazione dei bacini idrografici, 2002)

La formula di Chézy può anche essere utilizzata per il calcolo del tirante idrico nota che sia la portata, ma, dato che il tirante idrico compare simultaneamente nell'area, nel coefficiente di Chézy e nel raggio idraulico, si deve procedere o per tentativi, o, in alternativa, è possibile costruire il grafico  $(Q_{(h)}, h)$  denominato "scala delle portate" per ponti, assegnando un valore di  $h$  e calcolando il corrispondente valore di  $Q$  e poi congiungendo i punti rappresentati dalle coppie  $(Q_{(h_i)}, h_i)$ ; infine si determina il tirante idrico dal grafico a partire dal valore di portata di interesse.

### 3 PONTI AD ARCO

I ponti ad arco sono basati su uno schema statico molto semplice che ne ha permesso la diffusione fin dall'antichità; l'arco, che sorregge l'impalcato, grazie alla sua forma riesce a sfruttare la resistenza a compressione del materiale di cui è composto per trasferire i carichi agli appoggi.

I continui aumenti dei carichi da traffico e la scoperta di materiali da costruzione sempre più resistenti, hanno permesso l'evoluzione di questa tipologia di ponti passando da ponti molto pesanti capaci di superare luci modeste, a ponti molto leggeri economicamente vantaggiosi per luci fino a 250 m.

I ponti ad arco possono essere classificati in base al:

- Schema statico;
- posizione relativa dell'impalcato rispetto all'arco;
- materiale impiegato;

#### 3.1 SCHEMI STATICI RICORRENTI

In base allo schema statico utilizzato, è possibile classificare i ponti ad arco in: ponti ad archi a tre cerniere, a due cerniere, a due cerniere a spinta eliminata, ed ad incastrati alla base.

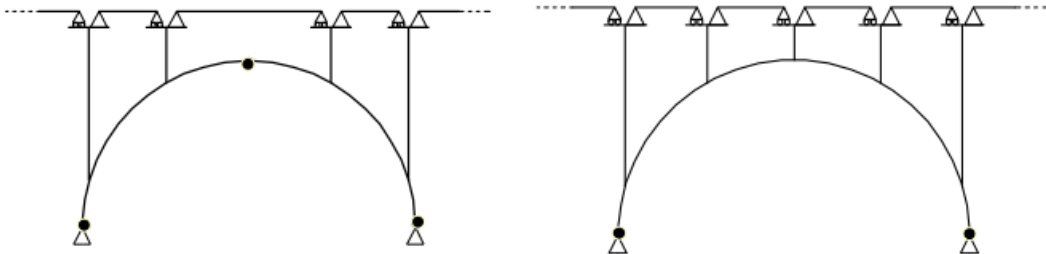


Figura 5 Schema Arco a tre e due cerniere

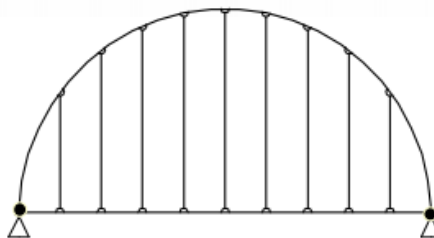


Figura 6 Schema ad Arco a due cerniere a Spinta eliminata

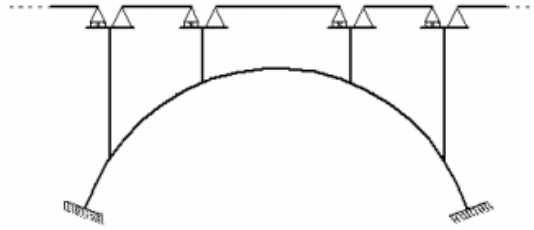


Figura 7 Schema d'arco Incastrato

Ciò che accomuna tutti gli schemi è la possibilità di poter considerare l'arco rigido rispetto all'impalcato, e di conseguenza, in fase di predimensionamento, poter separare le analisi dei due componenti; in particolare è possibile considerare prima solo l'impalcato, come una trave continua su più appoggi, e determinare le sollecitazioni; in seguito solo l'arco caricato dalle reazioni degli appoggi dell'impalcato.

### 3.2 POSIZIONE RELATIVA ARCO IMPALCATO

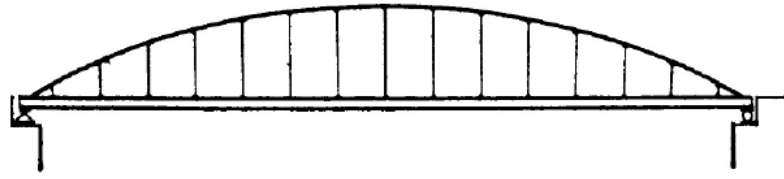
In funzione della posizione del piano viabile è possibile classificare i ponti ad arco in: ponti a via superiore, a via inferiore ed a via intermedia.

- I ponti aventi impalcato posto al di sopra dell'arco di sostegno sono detti a via superiore; l'impalcato è sorretto dall'arco mediante elementi verticali o inclinati, detti piedritti, sollecitati a compressione; il compito di trasferire i carichi a terra è affidato all'arco, che, grazie all'asse curvilineo, distribuisce su due componenti, orizzontale e verticale, le forze, garantendo una sollecitazione prevalentemente di compressione negli elementi dell'arco. L'aliquota di forza orizzontale generata dall'arco stesso deve essere assorbita dalle sezioni di imposta; per questo motivo sono anche noti come Ponti ad Arco Spingente e si possono realizzare solo in terreni rocciosi con buone caratteristiche meccaniche.



Figura 8 Ponte ad Arco a via Superiore o Spingente

- I ponti aventi impalcato posto al di sotto dell'arco di sostegno sono noti come ponti a via inferiore o a spinta eliminata. L'impalcato è sospeso all'arco per mezzo di tiranti, ed, alle estremità è reso solidale con l'arco in modo da eliminare la spinta prodotta dall'arco stesso. Il vantaggio principale nell'utilizzo di questa tipologia è la possibilità di poterli costruire anche in presenza di terreni con caratteristiche meccaniche scadenti; di contro l'impalcato deve essere in grado di resistere ad elevati sforzi di trazione.



*Figura 9 Ponte ad Arco a via inferiore o a Spinta Eliminata*

- I ponti aventi impalcato posto in modo da intersecare l'arco di sostegno vengono chiamati a via intermedia. In questi ultimi l'impalcato è in parte sospeso da tiranti ed in parte sostenuto da puntoni, ed assorbe parte della spinta orizzontale prodotta dall'arco.

### 3.3 CLASSIFICAZIONE IN FUNZIONE DEL MATERIALE IMPIEGATO

I ponti in muratura hanno ottenuto grande diffusione nell'epoca romana; generalmente erano costruiti con sagoma circolare e spesso venivano utilizzati per la realizzazione di viadotti formati da più orditi di arcate.

La struttura molto solida e pesante consentiva di superare luci ad unica campate molto modeste, ma ha permesso, ad alcuni di essi, di rimanere in servizio fino ai giorni nostri.



*Figura 10 Acquedotto romano*



*Figura 11 Ponte dei quattro capi, Roma 62 a.C.*

Il Ponte ad Arco in Muratura con campata maggiore è il Mostar in Bosnia, realizzato a schiena d'asino, con due torri laterali e campata da 30 m. Il ponte originario fu ultimato nel 1566, ma durante la guerra in Bosnia è stato distrutto; in seguito è stato ricostruito con le tecniche medievali e riaperto nel 2004.



*Figura 12 Ponte Mostar Bosnia*

Nel XVIII grazie ai progressi della metallurgia ed alla necessità di ridurre i costi di costruzione e quindi la quantità di materiale impiegato, è stato introdotto l'uso del metallo nelle costruzioni delle strutture. Questo spinse i costruttori dell'epoca a rivedere i ponti ad arco, ottimizzandone il comportamento rispetto ai bisogni ed alle possibilità dell'epoca, ottenendo ponti sempre più leggeri ed eleganti.

Il primo ponte ad arco con struttura interamente in metallo è l'Iron Bridge in Inghilterra, realizzato interamente in ghisa con un'unica arcata da 30 m.



*Figura 13 Iron Bridge Inghilterra 1779*

L'incremento di prestazioni e le "nuove" tecniche di produzioni degli elementi metallici favorirono sempre più la diffusione dei Ponti ad Arco in Metallo; tale diffusione mise in evidenza le criticità di queste strutture, in quanto soggette all'invecchiamento. Molti ponti furono chiusi o demoliti per le tensioni di flessione che si accumulavano nei conci provocandone fratture e quindi l'indebolimento del ponte; Un esempio è il Ponte d'Austerlitz demolito nel 1856.

L'ingegnere Thomas Telford ha risolto il problema inserendo nei conci delle diagonali di rinforzo e tra l'impalcato e l'arco una struttura reticolare; il primo ponte con questa tecnica è stato ultimato nel 1814 nel villaggio Craigellachie in Scozia con campata da 46 m.



*Figura 14 Ponte Craigellachie Scozia 1814*

In seguito la tecnica di costruzione a conci fu completamente abbandonata a favore dell'utilizzo di travature reticolari.



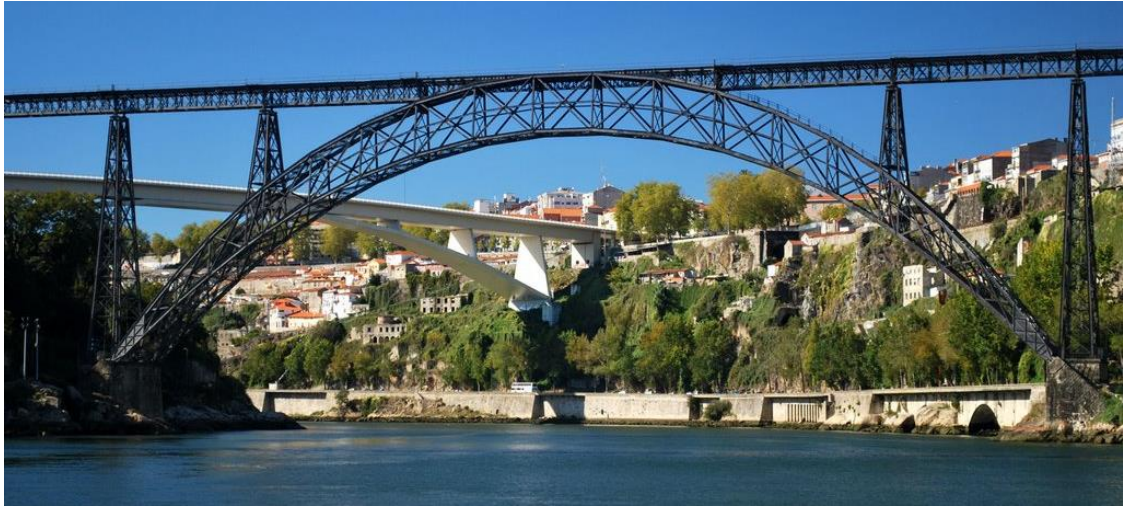
*Figura 15 Britannia Bridge Inghilterra 1850*

Nel 1874, l'ingegnere Eads, costruì a St. Louis, Missouri negli Stati Uniti, il primo ponte in acciaio ad arco composto da 3 campate da 150 m ciascuna.



*Figura 16 St Louise Bridge Stati Uniti 1874*

Poco dopo anche l'Ingegnere Eiffel costruì il ponte Maria Pia a Porto in Portogallo con campata da 120 m.



*Figura 17 Ponte Maria Pia Portogallo 1877*

Nel XX secolo il miglioramento delle caratteristiche del calcestruzzo e la produzione di elementi prefabbricati, hanno prodotto un'ulteriore evoluzione di questa tipologia di ponte permettendo di costruire ponti più resistenti, ed eleganti.

Uno dei primi ponti in calcestruzzo armato costruito in Italia è il Ponte del Risorgimento a Roma, costituito da un'unica travata da 100 m a sezione variabile.



*Figura 18 Ponte del Risorgimento Roma 1909*

Ancora oggi i Ponti ad Arco forniscono un'ottima soluzione per campate di media luce, ma, a differenza degli anni precedenti si tende a costruire ponti a spinta eliminata, e spesso, combinando l'uso del calcestruzzo e dell'acciaio.

I primi ponti "moderni" furono costruiti secondo lo schema ad arco con pendini verticali molto sottili in acciaio ad alta resistenza.



*Figura 19 Griffin Memorial Bridge*

Uno schema migliore dal punto di vista statico è quello dei ponti Nielsen, caratterizzati dall'aver pendini inclinati installati a V.



*Figura 20 Castelmoron Bridge Francia 1933*

L'ingegnere P. Tveit, studiò molto i ponti ad arco, in particolare improntò il suo studio nella ricerca della disposizione ottimale dei pendini in modo da ridurre le sollecitazioni flessionali nell'arco. Dal suo approfondito studio nacquero i ponti "Network Arch", ponti a spinta eliminata caratterizzati dall'aver stralli inclinati con intersezioni multiple. Il primo ponte progettato da Tveit è il Steinkjer Bridge in Norvegia completato nel 1963.



*Figura 21 Steinkjer Bridge Norvegia 1963*

## 4 PONTI “NETWORK ARCH”

I “network Arch” sono dei particolari ponti ad arco a spinta eliminata aventi pendini inclinati incrociati con intersezioni multiple.

Al particolare disegno dei pendini si attribuisce il compito di consentire la distribuzione delle sollecitazioni in modo da ridurre i momenti flettenti ed il taglio nell’impalcato e nell’arco, ed ottimizzare lo sfruttamento dei materiali.

### 4.1 VANTAGGI DEI PONTI NETWORK ARCH

Per spiegare i vantaggi di questa tipologia di ponte bisogna illustrare come Tveit arrivò a tale soluzione; partendo dall’analizzare i ponti di tipo Nielsen osservò che, per carico sull’intera campata, tutti i pendini sono in tensione, il comportamento risulta ottimo ed approssimabile a quello di una travatura reticolare, ma, per condizioni di carico parziale, è possibile che alcuni pendini, essendo sostanzialmente funi, vadano in bando provocando una mancanza di sostegno all’impalcato e quindi un incremento delle sollecitazioni.

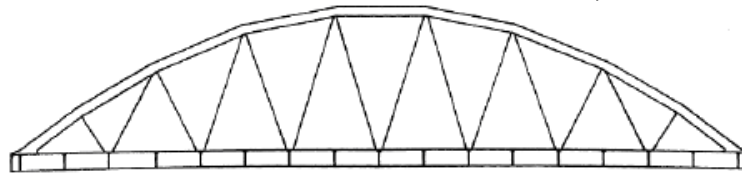


Figura 22 Arco Nielsen soggetto a carico sull’intera campata

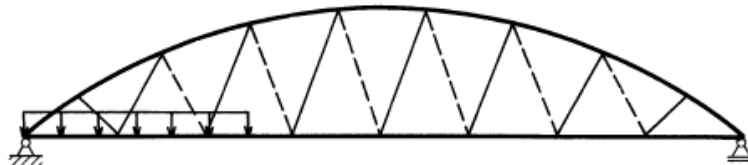


Figura 23 Arco Nielsen soggetto a carico parziale

Nella figura 23 i pendini tratteggiati sono quelli soggetti al “bando”, cioè soggetti all’instabilità.

La propensione al rilassamento potrebbe essere ridotta aumentando la distanza tra i punti nodali in modo da incrementare l’aliquota di peso proprio che compete a ciascun pendino, ma questa soluzione produce l’aumento della flessione nell’impalcato e la riduzione del carico critico per instabilità nell’arco.

Immaginando la deformata del ponte Nielsen è immediato comprendere che in ciascuna delle parti dell’arco confinata da due nodi ci sia la tendenza a deformarsi verso l’alto, invece nei segmenti d’impalcato confinati da due nodi dell’impalcato c’è la tendenza a spostarsi verso il basso; questa osservazione ha spinto Tveit ad inserire ulteriori pendini con l’obiettivo di ridurre le deformazioni dell’impalcato e dell’arco e di conseguenza ridurre le sollecitazioni flessionali nei due elementi.

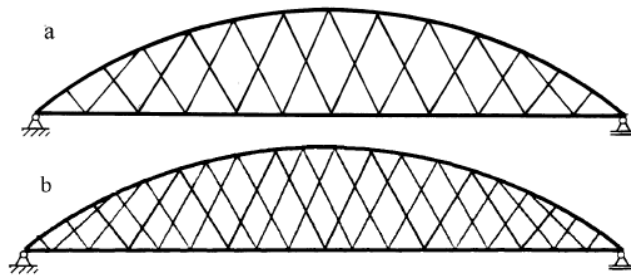


Figura 24 Arco con spinta eliminata rispettivamente con due e tre set di stralli

Questa soluzione si manifestò ottima in quanto il comportamento osservato è approssimabile a quello di una travatura reticolare, in cui l'arco è soggetto prevalentemente a compressione, la catena prevalentemente a trazione ed i pendini a trazione semplice.

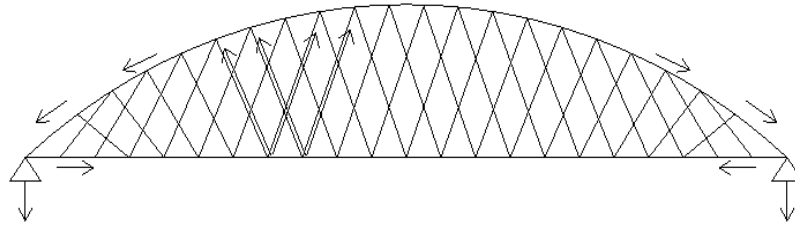


Figura 25 Distribuzione forze ponte Network Arch

La ridotta distanza tra i nodi nell'arco fa sì che vi sia una lunghezza libera di inflessione modesta che riduce il rischio dell'instabilità assiale, consentendo l'utilizzo di materiali molto più resistenti e con sezioni più piccole; un ulteriore vantaggio è che, anche quando alcuni pendini si instabilizzano si ottengono dei valori di flessione nell'impalcato nettamente inferiori a quelli che si sarebbero ottenuti in un qualsiasi ponte ad arco d'altro tipo; quest'ultimo aspetto consente di ridurre lo spessore dell'impalcato.

La riduzione delle sezioni e quindi il peso proprio, consentono di aumentare la massima distanza superabile dai ponti ad arco, e ne facilita la costruzione; a differenza dei classici ponti ad arco, che vengono costruiti solitamente o con le centine o con il metodo a "sbalzi successivi" posizionando un concio alla volta, i ponti "Network Arch", data l'estrema leggerezza, possono essere assemblati con una catena provvisoria in una delle sponde dell'ostacolo da attraversare ed in seguito trasportati nella posizione di servizio e completati con il getto dell'impalcato.



Figura 26 Costruzione arco ponte Svinesund confine Norvegia Svezia



Figura 27 Montaggio impalcato ponte Svinesund



Figura 28 Quattro step della costruzione del Ponte Brandanger (tratta da "About the Network Arch", 2011)



Figura 29 Sollevamento scheletro arco con catena temporanea ponte Åkvik Sound, campata da 135 m

(tratta da "The Network Arch", 2008)

La riduzione dello spessore dell'impalcato produce degli effetti positivi anche sulle opere accessorie di collegamento, in quanto, essendo modesto il dislivello per l'accesso al ponte, richiede piccole rampe di collegamento.

I vantaggi fin qui esposti consentono ai ponti di tipo "Network Arch" di essere i ponti più efficienti, economici, snelli ed eleganti ponti di media luce.

Diverse sono le applicazioni di questa tipologia di ponti, il primo fu il Steinkjer bridge in Norvegia, fig. 22, progettato dallo stesso Tveit, in seguito è stato costruito il Bolstadstraumen Bridge che ottenne il record mondiale di arco più sottile al mondo fino al 2009, quando il Brandanger Bridge, con campata da 220 m, si appropriò di questo primato e lo detiene ancora oggi.

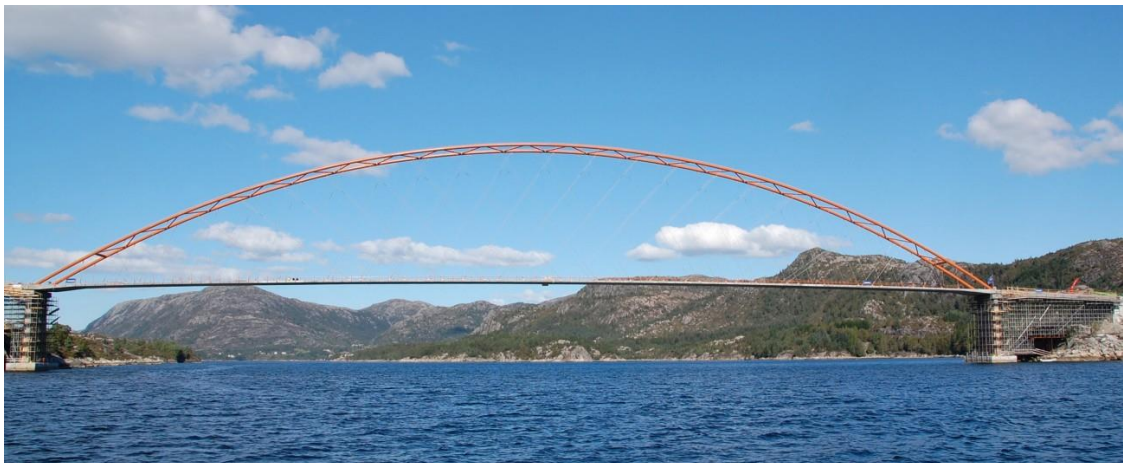


Figura 30 Brandanger Bridge Norvegia 2009

Un altro esempio di questa tipologia è rappresentato dal Fehmarn Sound Bridge in Germania, costruito nel 1963, con campata da 258 m è, ancora oggi, il ponte ad arco più lungo al mondo.



Figura 31 Fehmarn Sound Bridge Germania 1963

#### 4.2 STRATEGIE DI SCELTA DELLE DIMENSIONI

Il primo passo per la progettazione è la scelta della geometria e delle sezioni del ponte. La lunghezza della campata va valutata in funzione dei costi e dell'ostacolo da oltrepassare. Spesso si preferisce fare campate più lunghe perché evita la costruzione di pile in alveo con il vantaggio di ridurre i costi e senza restringe la sezione di deflusso. L'altezza dell'arco si fissa nell'intervallo compreso tra il 15 al 20 % della campata; considerazioni di tipo estetico consigliano di utilizzare una minore altezza, ma, considerazioni di natura statica consigliano di utilizzare una maggiore altezza in quanto produce una riduzione della compressione nell'arco e della trazione nella catena.

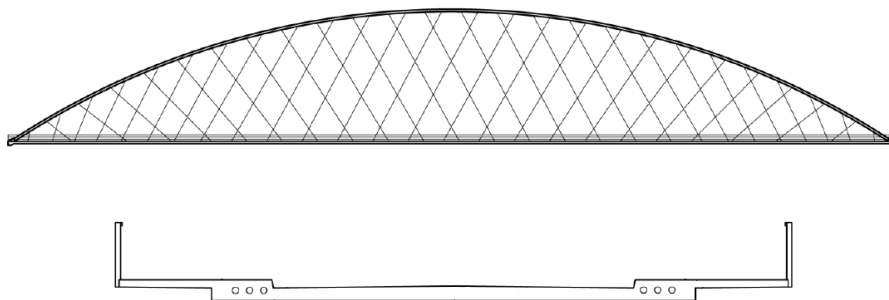


Figura 32 Geometria ponte

La larghezza della sezione trasversale dell'impalcato va valutata in base alle caratteristiche funzionali che deve avere la strada da servire. Solitamente è consigliato disporre le corsie carraie tra gli archi e le eventuali corsie pedonali e o ciclabili nella parte esterna del ponte in modo da eliminare le interferenze tra i veicoli ed i pedoni ed i ciclisti.

Note le geometrie, è possibile definire i materiali e valutarne in via approssimata le sezioni degli elementi resistenti.

L'arco solitamente ha la forma di un arco di circonferenza, ma per campate maggiori ai 150 m è opportuno ridurre il raggio di curvatura nella parte terminale. Viene realizzato mediante travi in acciaio preferendo l'utilizzo di profili commerciali in modo da ridurre i costi di realizzazione dell'opera, le dimensioni possono essere scelte in base a costruzioni simili esistenti, e naturalmente vanno verificate in seguito.

L'impalcato, per sezioni trasversali inferiori a 18 m, è preferibile in calcestruzzo in modo da aumentare il peso proprio ed evitare il rilassamento degli stralli. La sezione va valutata in base alla distanza tra gli archi, in quanto i momenti flettenti in direzione longitudinale al ponte, grazie alla ridotta distanza tra i pendini, sono nettamente inferiori rispetto ai momenti trasversali al ponte; anche per questo motivo è consigliato disporre le corsie carraie tra gli archi e le eventuali corsie pedonali e ciclabili nella parte esterna del ponte al di fuori degli archi. Tveit inoltre consiglia di utilizzare una piastra in calcestruzzo armato con resistenza cubica del calcestruzzo di almeno 50 MPa, in particolare una piastra in calcestruzzo armato precompresso per distanze tra gli archi comprese tra i 10 ed i 15 m, ed una piastra in calcestruzzo armato semplice per distanze inferiori ai 10 m, e fornisce un grafico, valutato per piastre in calcestruzzo avente resistenza cubica di 50 MPa caricate secondo i valori imposti dalle norme europee, per la valutazione dello spessore della piastra in funzione di tale distanza.

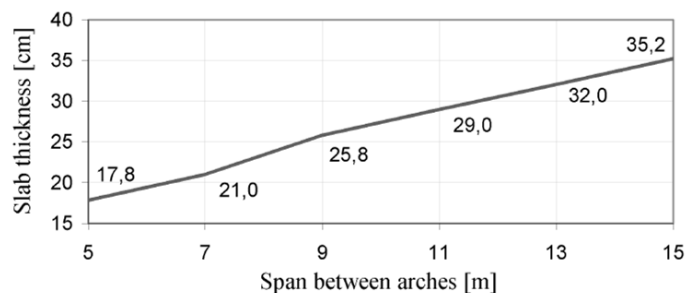


Figura 33 Grafico predimensionamento spessore impalcato (tratta da "Teich and Wendelin", 2001)

Nella proiezione dell'arco sull'impalcato si dispone una trave in calcestruzzo armato precompresso, che funge da catena, di spessore che varia tra i 0.4 ed i 0.5 m, a cui si attribuisce il compito di assorbire la trazione prodotta dall'arco e contenere la fessurazione.

L'ultimo step del predimensionamento è senz'altro quello più importante e riguarda i pendini; in particolare definire numero ed inclinazione. L'obiettivo da perseguire è quello di trovare una disposizione ottimale tale da ottenere:

- modeste variazioni di tensioni nei vari pendini in modo da utilizzare una sola sezione;
- una bassa propensione al rilassamento dei pendini;

- valori modesti di sollecitazione flessionale negli elementi arco ed impalcato.

Definito il numero di pendini è possibile valutare il passo tra i nodi, usualmente costante, di aggancio dei pendini stessi posti nell'arco.

Tveit ha fatto uno studio approfondito sulla ricerca della disposizione ottimale analizzando 5 disposizioni differenti di pendini, ognuna delle quali applicata a degli schemi ad arco bidimensionale aventi differente numero di pendini (24, 36, 48,60).

La prima "variante" analizzata è quella più diffusa, con angolo di inclinazione dei pendini costante pari a  $\alpha$ . Analizzando le sollecitazioni al variare di  $\alpha$  in un intervallo compreso tra i  $45^\circ$  e gli  $80^\circ$ , trovò un valore ottimale  $50^\circ \leq \alpha_{opt} \leq 55^\circ$  indipendente dal numero di pendini.

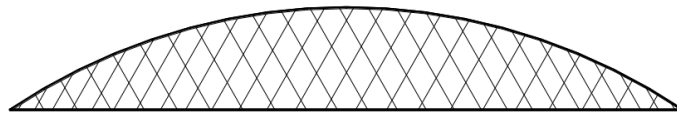


Figura 34 Variante 1 disposizione pendini

Nella seconda variante i pendini sono disposti con angolo di inclinazione crescente, partendo da un angolo  $\alpha_1$  e via via incrementandolo di una quantità fissa  $\Delta\alpha$ . Analizzando le sollecitazioni al variare di  $\alpha_1$  in un intervallo tra  $15^\circ$  e  $55^\circ$  e  $\Delta\alpha$  in un intervallo compreso tra  $0^\circ$  e  $3^\circ$ , trovò dei valori di  $\alpha$  e  $\Delta\alpha$  ottimali, dipendenti dal numero di pendini utilizzati; si riportano nella tabella seguente.

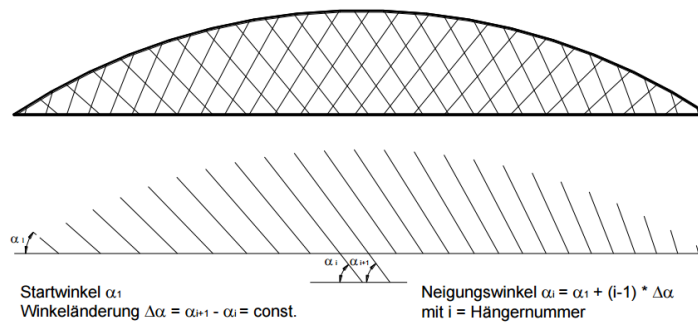


Figura 35 Variante 2 disposizione pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

Hängeranzahl	optimaler Wertebereich	günstige Ergebnisse liefern auch:
24	$35^\circ \leq \alpha_1 \leq 45^\circ$ $2,5^\circ \leq \Delta\alpha \leq 3^\circ$	- optimale $\alpha_1$ in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $1,5^\circ$ - $2,5^\circ$ ) - größere $\alpha_1$ ( $50^\circ$ ) in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $1,5^\circ$ - $2,5^\circ$ )
36	$30^\circ \leq \alpha_1 \leq 35^\circ$ $2,75^\circ \leq \Delta\alpha \leq 3^\circ$	- optimale $\alpha_1$ in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $2^\circ$ - $2,75^\circ$ ) - größere $\alpha_1$ ( $40^\circ$ - $45^\circ$ ) in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $1,5^\circ$ - $2,5^\circ$ )
48	$15^\circ \leq \alpha_1 \leq 25^\circ$ $2,75^\circ \leq \Delta\alpha \leq 3^\circ$	- optimale $\alpha_1$ in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $2^\circ$ - $2,75^\circ$ ) - größere $\alpha_1$ ( $30^\circ$ - $40^\circ$ ) in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $1,5^\circ$ - $2,5^\circ$ )
60	$15^\circ \leq \alpha_1 \leq 20^\circ$ $2^\circ \leq \Delta\alpha \leq 2,5^\circ$	- größere $\alpha_1$ ( $25^\circ$ - $30^\circ$ ) in Kombination mit kleineren $\Delta\alpha$ ( $1,5^\circ$ - $2^\circ$ ) - größere $\alpha_1$ ( $25^\circ$ - $30^\circ$ ) in Kombination mit optimalen $\Delta\alpha$

Tabella 5 Valori ottimali di  $\alpha$  e  $\Delta\alpha$  al variare del numero di pendini

(tratta da "Hangernetz optimierung")

Nella terza variante l'inclinazione degli stralli è simile a quello della seconda variante, partendo però da un valore  $\alpha_1$  compreso tra  $70^\circ$  e  $89^\circ$  via via riducendo di quantità fissa  $\Delta\alpha$  compresa tra  $0^\circ$  e  $2^\circ$ . In questa soluzione i valori ottimali trovati non dipendono dal numero dei pendini e sono  $\alpha_{opt} = 70^\circ$  e  $0.75 \leq \Delta\alpha_{opt} \leq 1.25^\circ$ .

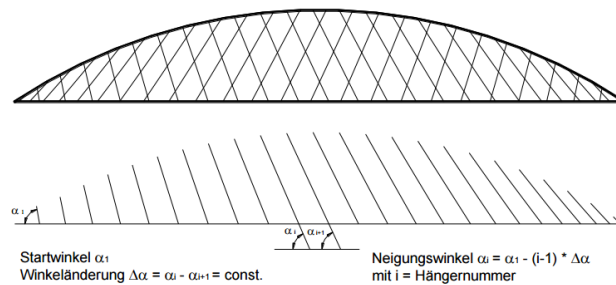


Figura 36 Variante 3 disposizione pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

La quarta variante è frutto di un'idea di Brunn e Schanack, i pendini vengono posizionati in modo tale che l'estensione della bisettrice dell'angolo formato da due pendini consecutivi formi un angolo retto con la tangente dell'arco nel punto di intersezione.

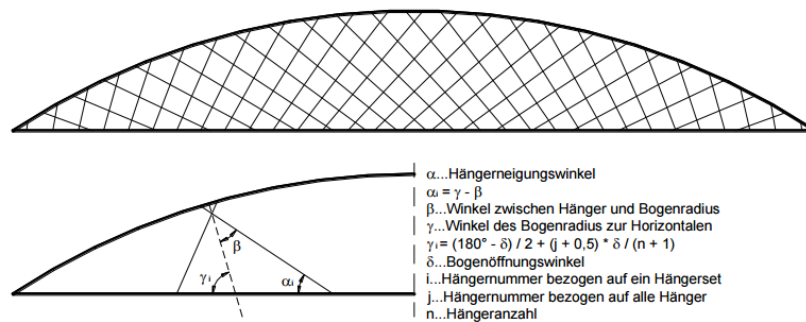


Figura 37 Variante 4 disposizione pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

Il campo di variazione di  $\beta$  analizzato va da  $33^\circ$  a  $56^\circ$ ; in questa disposizione il valore ottimale di  $\beta$  dipende dal numero di pendini e dalla lunghezza della campata dell'arco; in particolare all'aumentare del numero di pendini aumenta l'angolo  $\beta_{opt}$ , ed all'aumentare della luce diminuisce. Si riporta una tabella riepilogativa.

	24 Hänger	36 Hänger	48 Hänger	60 Hänger
100 m	$39^\circ$	$39^\circ$	$40^\circ$	$42^\circ$
125 m	$36^\circ$	$36^\circ$	$39^\circ$	$39^\circ$
150 m	$36^\circ$	$36^\circ$	$36^\circ$	$36^\circ$
175 m	$36^\circ$	$33^\circ$	$36^\circ$	$36^\circ$
200 m	$36^\circ$	$36^\circ$	$33^\circ$	$33^\circ$
225 m	$36^\circ$	$33^\circ$	$33^\circ$	$33^\circ$
250 m	$36^\circ$	$36^\circ$	$33^\circ$	$33^\circ$

Tabella 6 Valori ottimali di  $\beta$  al variare della campata e del numero di pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

Nella variante 5 la forma dell'arco è tracciata come parte di un'ellisse con asse maggiore  $a$  ed asse minore  $b$ ; la distanza tra i nodi di attacco dei pendini nell'arco si mantiene costante, invece quella nella catena si valuta secondo una costruzione grafica riportata nella figura seguente.

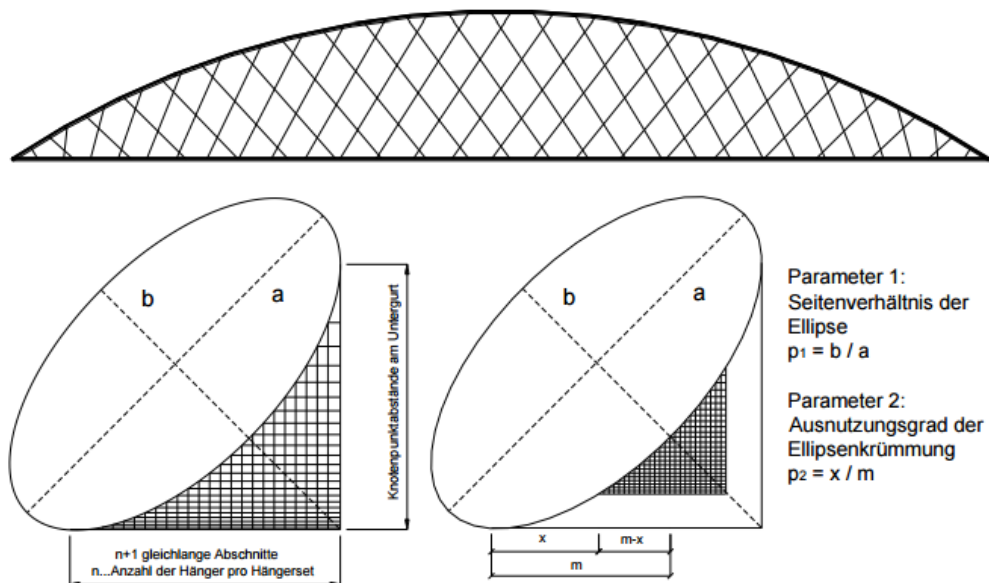


Figura 38 Variante 4 disposizione pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

Nella figura 38  $x$  definisce il punto di inizio dell'arco.

Secondo questa costruzione è possibile far variare la geometria dell'arco facendo cambiare il coefficiente  $p_1$  e variare la spaziatura nella catena facendo variare il coefficiente  $p_2$ .

I campi di variazione analizzati sono  $0 \leq p_1 < 1$  e  $0 \leq p_2 < 0.99$ , ed è stato osservato che non esiste una soluzione ottimale ma coppie di valori che danno soluzioni ottimali. Si riportano nella tabella seguente.

$p_1$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$p_2$	0	0,1-0,2	0,3	0,4-0,5	0,5-0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7

Tabella 7 Combinazioni ottimali coefficienti  $p_1 p_2$  (tratta da "Hangernetz optimierung")

Valutate le configurazioni ottimali, per ogni variante, sono state valutate:

- la massima variazione di tensione tra i pendini;
- Il numero di pendini soggetti all'instabilità assiale;
- la forza massima dei pendini.

E' stato in seguito definito un criterio di somma delle differenti quantità e confrontati i risultati.

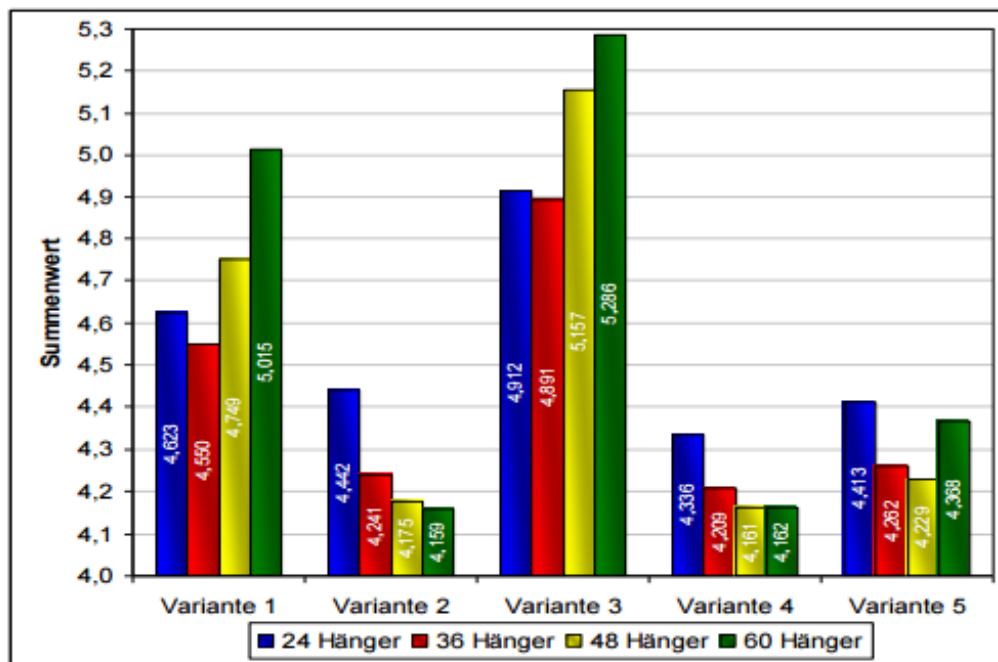


Figura 39 Confronto varianti disposizione pendini (tratta da "Hangernetz optimierung")

Da questo confronto si evince che le due varianti ottimali sono la 2 e la 4; la variante basata sulla costruzione ad ellisse 5 rappresenta una buona alternativa, invece sono da scartare le varianti 1 e 3 in quanto, rispetto alle altre, presentano nei pendini valori maggiori di: variazione di tensione tra i pendini, numero di pendini soggetti all'instabilità e forza assiale.

Questo studio ha permesso Tveit di redigere una guida di aiuto alla progettazione ottimale di pendini di un ponte "Network Arch"; il primo passo è la scelta del numero di pendini in funzione della campata dell'arco dalla tabella seguente:

Spannweite [m]	< 100	100	150	200	250
Hängeranzahl	30-44	36-46	38-48	40-50	42-52

Figura 40 Numero di pendini consigliato al variare della campata (tratta da "Hangernetz optimierung")

In seguito si sceglie la variante ottimale in funzione del numero di pendini e della campata dalla tabella:

Spannweite	24 Hänger	36 Hänger	48 Hänger	60 Hänger
< 100 m	<b>Netz 2 oder Netz 4</b>			
100 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 88,4 3. <i>Netz 2</i> 83,1	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 94,1 3. <i>Netz 5</i> 89,9	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 98,6 3. <i>Netz 5</i> 87,5	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 99,3 3. <i>Netz 5</i> 80,4
125 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 88,2 3. <i>Netz 2</i> 83,2	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 94,3 3. <i>Netz 5</i> 93,7	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 99,9 3. <i>Netz 5</i> 96,9	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 97,9 3. <i>Netz 5</i> 84,3
150 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 85,8 3. <i>Netz 2</i> 80,3	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 94,2 3. <i>Netz 5</i> 91,1	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 99,6 3. <i>Netz 5</i> 93,2	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 99,7 3. <i>Netz 5</i> 82,8
175 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 86,1 3. <i>Netz 2</i> 80,8	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 94,7 3. <i>Netz 5</i> 90,7	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 97,6 3. <i>Netz 5</i> 89,2	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 99,6 3. <i>Netz 5</i> 78,1
200 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 84,4 3. <i>Netz 2</i> 78,1	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 93,2 3. <i>Netz 5</i> 88,5	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 99,2 3. <i>Netz 5</i> 88,5	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 97,6 3. <i>Netz 5</i> 80,3
225 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 82,4 3. <i>Netz 2</i> 75,8	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 93,2 3. <i>Netz 5</i> 88,0	1. <b>Netz 2</b> 100 2. <i>Netz 4</i> 98,9 3. <i>Netz 5</i> 86,8	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 99,3 3. <i>Netz 5</i> 76,4
250 m	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 5</i> 75,6 3. <i>Netz 2</i> 66,2	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 93,0 3. <i>Netz 5</i> 87,4	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 99,2 3. <i>Netz 5</i> 87,1	1. <b>Netz 4</b> 100 2. <i>Netz 2</i> 98,1 3. <i>Netz 5</i> 81,1

Tabella 8 Disposizione ottimale dei pendini in funzione del numero dei pendini e della campata

(tratta da "Hangernetz optimierung")

Ed infine si valutano gli angoli ottimali, in base alla variante scelta, dai seguenti grafici:

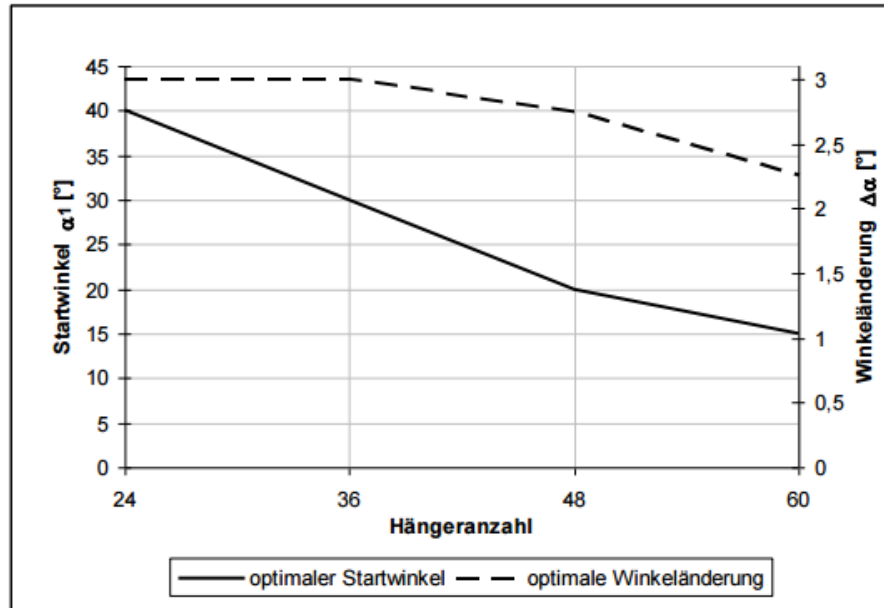


Figura 41 Variante 1 - valori di  $\alpha_1$  e  $\Delta\alpha$  ottimali al variare del numero di pendini per campate < 150 m

(tratta da "Hangernetz optimierung")

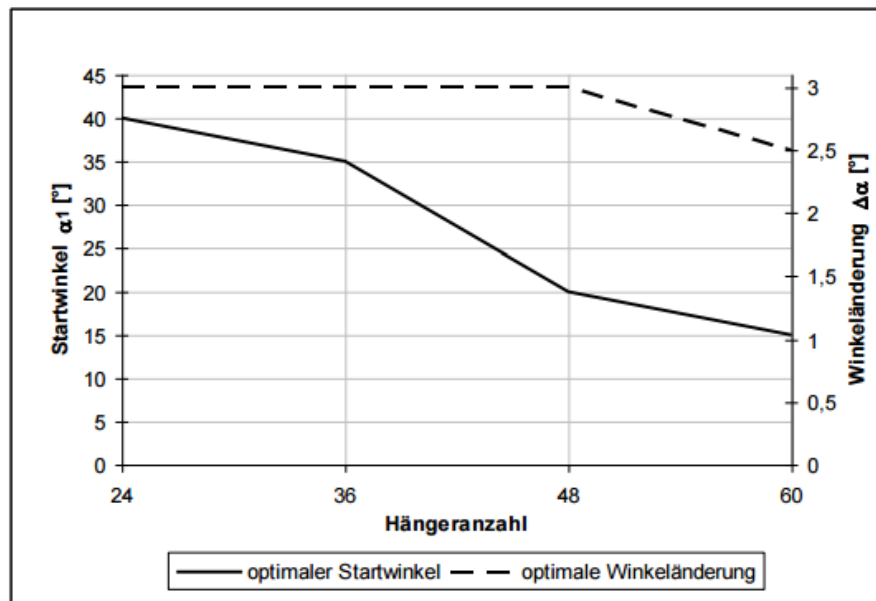


Figura 42 Variante 1 - valori di  $\alpha_1$  e  $\Delta\alpha$  ottimali al variare del numero di pendini per campate > 150 m

(tratta da "Hangernetz optimierung")

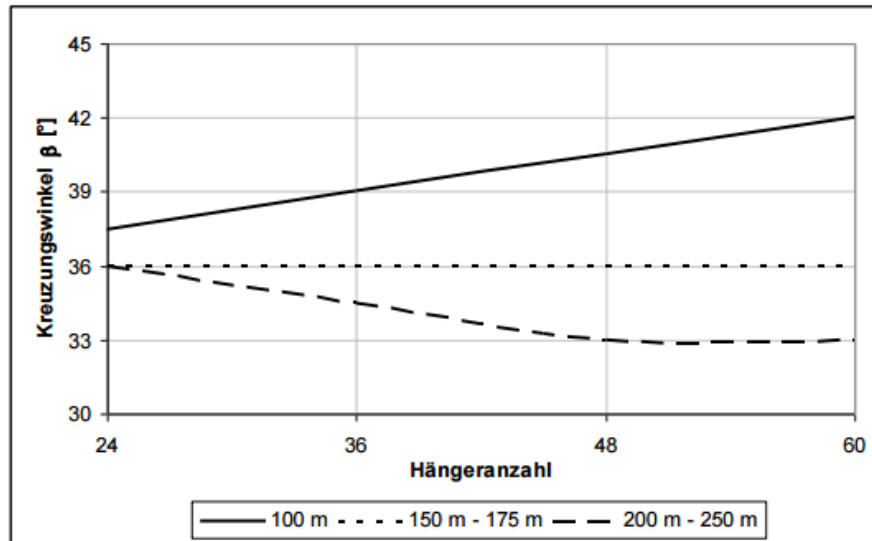


Figura 43 Variante 4 - valori di  $\beta$  ottimali al variare del numero di pendini della campata (tratta da "Hangernetz optimierung")

		24 Hänger	36 Hänger	48 Hänger	60 Hänger
Spannweiten von 100 m	p <sub>1</sub>	0,2	0,2	0,2	0,2
	p <sub>2</sub>	0,1	0,2	0,1	0,2
Spannweiten > 100 m	p <sub>1</sub>	0,2	0,1	0,1	0,1
	p <sub>2</sub>	0,1	0	0	0

Tabella 9 Variante 5 - valori coppie di coefficienti ottimali p<sub>1</sub> p<sub>2</sub> al variare del numero di pendini e della campata (tratta da "Hangernetz optimierung")

Nota la geometria dei pendini l'ultimo passo è quello di predimensionare la sezione trasversale dell'impalcato. In via approssimata è possibile applicare la tecnica già utilizzata per il predimensionamento degli stralli nei ponti strallati, che consiste nel calcolare il carico che compete allo strallo in base alle linee di influenza e valutarne l'area necessaria dividendolo per la tensione ammissibile del materiale moltiplicata per 0.3 per tener conto della riduzione della resistenza per scongiurare la rottura a fatica.

$$A_{nec} = \frac{T_{sc,i}}{0.3 \cdot \sigma_{amm}}$$

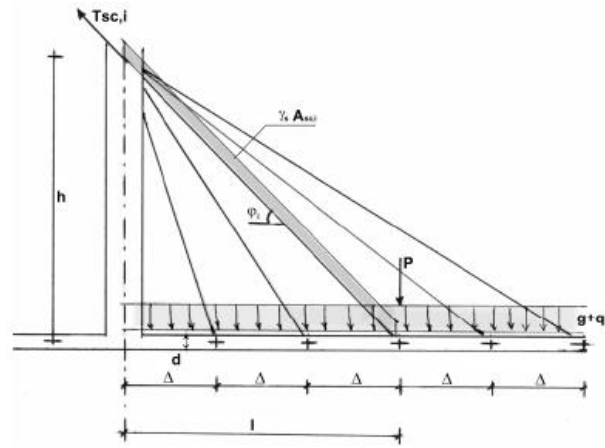


Figura 44 Schema calcolo in via approssimata della trazione nei pendini

## 5 CASO DI STUDIO

---

### 5.1 GENERALITÀ

Nel rispetto della normativa vigente, è stato progettato un ponte di 1<sup>a</sup> categoria, di attraversamento del torrente Pagliara, sito tra Roccalumera e Furci siculo, paesi della riviera ionica della provincia di Messina, in sostituzione all'attuale bretella di collegamento che ha causato l'esonazione del torrente Pagliara nell'ottobre 2015.



Figura 45 Foto aerea luogo di costruzione

Il D.M. del 14 gennaio 2008 impone che il progetto del ponte debba essere corredato da un accurato studio idrologico; per questo motivo lo studio è stato suddiviso in due fasi; nella prima fase si è prestata attenzione alla valutazione del tirante idrico del bacino valutato per mezzo di un attento studio idrologico; nella seconda fase è stata scelta la tipologia di ponte più appropriata nel rispetto dei vincoli imposti dal luogo di costruzione e del tirante idrico, ed è stato redatto il progetto.

### 5.2 STUDIO IDROLOGICO DEL BACINO DEL TORRENTE PAGLIARA

Al fine di determinare l'altezza del tirante idrico nella sezione di chiusura del torrente Pagliara, luogo in cui si ipotizza venga realizzato il ponte del presente elaborato, è nata l'esigenza di effettuare uno studio idrologico del bacino.

Non essendo disponibili misure dirette di tirante idrico o in alternativa di portata del torrente, è stato utilizzato un metodo indiretto a partire dalle registrazioni dei massimi

valori di precipitazione registrati nella stazione pluviometrica più vicina al bacino sita in Alì Terme.

In particolare sono stati effettuati: l'adattamento di una distribuzione di probabilità ai dati di pioggia del bacino, la successiva verifica della bontà di adattamento attraverso metodi grafici e test statistici, e la costruzione delle curve di probabilità pluviometrica.

Successivamente, per delimitare ed ottenere tutte le informazioni geometriche utili del bacino del torrente, è stato utilizzato il software ArcView Gis a partire dalla distribuzione delle quote della superficie dell'intera Sicilia in forma digitale (DEM).

Note tutte le informazioni, mediante un'analisi sulla trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali, è stata valutata la portata di picco, come imposto dalla norme vigenti, con tempo di ritorno di 200 anni.

Infine, grazie alla geometria del torrente nel tratto di interesse con sezione rettilinea ed a pendenza costante, è stato possibile applicare la formula di Chézy per calcolare il tirante idrico.

#### 5.2.1 Analisi delle piogge intense osservate nel bacino del torrente Pagliara

Si è considerata la serie dei valori massimi annuali delle precipitazioni di durata pari ad 1, 3, 6, 12, 24 ore disponibili della stazione di Alì Terme, riportati nella seguente tabella.

<i>Anno</i>	<i>1h</i>	<i>3h</i>	<i>6h</i>	<i>12h</i>	<i>24h</i>
2002	37.6	56	59	62.6	71.8
2000	42.8	46.8	78.4	92.6	99
1999	17.4	21.4	28.4	38	52.6
1998	41	47.6	52.4	61	61
1997	60	71.8	91	102.4	123
1996	61	85.2	104	143.4	199.6
1995	37	52.4	60.4	73	90.4
1994	37	47.6	59.6	64	64.2
1992	17.4	20.4	26.2	28	37
1991	58	72.6	77.8	78.2	87
1986	22.6	29.4	32	33.4	34.8
1985	50	95.2	104.6	105	131.2
1982	38.6	45.8	52.2	52.2	61.8
1981	17.8	31	38.8	58.8	81.8
1980	21.4	25.8	30	42.8	63.4
1979	24.4	45.6	46.8	50.4	100.4
1978	36.2	71.2	74	85.6	92.4
1976	48	57.8	65	78	105
1975	16.6	27.2	37	37	37
1973	20.8	40.2	44.8	54	58.2
1972	63.6	92.8	94.6	99.4	109.2
1970	17.8	27.6	37.8	54.2	54.2
1969	14.8	34.2	35.8	43.2	62.6
1968	17.6	19	22	27.6	37.6
1967	33.2	38.2	43.4	60.4	75.2
1966	20.8	31.6	43	58.4	61.8
1965	46.4	52.8	72.8	78.2	83.6
1964	64.6	154.2	165.2	166.4	166.4
1961	22.4	36.8	53.2	76.4	79.2
1959	28.8	29.6	37.8	43.2	48.6

*Tabella 10 Precipitazioni massime annuali di durata 1,3,6,12,24 h della stazione di Ali Terme*

Si sono ordinate le serie in ordine crescente e si è valutata la frequenza di Weibull, (Tabella 11).

Ad ogni serie è stata adattata la distribuzione di Gumbel (vedi Tabella 14).

Nella Tabella 13 si riportano le i valori della variabile ridotta  $y$ , i cui parametri sono stimati con il metodo dei momenti uguagliando i momenti della distribuzione con quelli del campione (vedi Tabella 12).

<b><i>N ordine</i></b>	<b><i>1h</i></b>	<b><i>3h</i></b>	<b><i>6h</i></b>	<b><i>12h</i></b>	<b><i>24h</i></b>	<b><i>Fi (Weibull)</i></b>
1	14.8	19	22	27.6	34.8	0.032
2	16.6	20.4	26.2	28	37	0.064
3	17.4	21.4	28.4	33.4	37	0.096
4	17.4	25.8	30	37	37.6	0.129
5	17.6	27.2	32	38	48.6	0.161
6	17.8	27.6	35.8	42.8	52.6	0.193
7	17.8	29.4	37	43.2	54.2	0.225
8	20.8	29.6	37.8	43.2	58.2	0.258
9	20.8	31	37.8	50.4	61	0.290
10	21.4	31.6	38.8	52.2	61.8	0.322
11	22.4	34.2	43	54	61.8	0.354
12	22.6	36.8	43.4	54.2	62.6	0.387
13	24.4	38.2	44.8	58.4	63.4	0.419
14	28.8	40.2	46.8	58.8	64.2	0.451
15	33.2	45.6	52.2	60.4	71.8	0.483
16	36.2	45.8	52.4	61	75.2	0.516
17	37	46.8	53.2	62.6	79.2	0.548
18	37	47.6	59	64	81.8	0.580
19	37.6	47.6	59.6	73	83.6	0.612
20	38.6	52.4	60.4	76.4	87	0.645
21	41	52.8	65	78	90.4	0.677
22	42.8	56	72.8	78.2	92.4	0.709
23	46.4	57.8	74	78.2	99	0.741
24	48	71.2	77.8	85.6	100.4	0.774
25	50	71.8	78.4	92.6	105	0.806
26	58	72.6	91	99.4	109.2	0.838
27	60	85.2	94.6	102.4	123	0.870
28	61	92.8	104	105	131.2	0.903
29	63.6	95.2	104.6	143.4	166.4	0.935
30	64.6	154.2	165.2	166.4	199.6	0.967

Tabella 11 Precipitazione massime ordinate in ordine crescente e relative frequenze di Weibull

	<b>1h</b>	<b>3h</b>	<b>6h</b>	<b>12h</b>	<b>24h</b>
$\bar{x}$	34.520	50.260	58.933	68.260	81.000
$s_x$	16.063	28.789	30.576	31.977	37.669
$\alpha$	0.080	0.045	0.042	0.040	0.034
$u$	27.292	37.305	45.174	53.871	64.049

Tabella 12 Media, deviazione standard e parametri  $\alpha$  ed  $u$  relativi a ciascuna serie

$Y=\alpha*(x-u)$  variabile ridotta

	<b>1h</b>	<b>3h</b>	<b>6h</b>	<b>12h</b>	<b>24h</b>
	-0.998	-0.816	-0.972	-1.054	-0.996
	-0.854	-0.753	-0.796	-1.038	-0.921
	-0.790	-0.709	-0.704	-0.821	-0.921
	-0.790	-0.513	-0.637	-0.677	-0.901
	-0.774	-0.450	-0.553	-0.637	-0.526
	-0.758	-0.432	-0.393	-0.444	-0.390
	-0.758	-0.352	-0.343	-0.428	-0.335
	-0.519	-0.343	-0.309	-0.428	-0.199
	-0.519	-0.281	-0.309	-0.139	-0.104
	-0.471	-0.254	-0.267	-0.067	-0.077
	-0.391	-0.138	-0.091	0.005	-0.077
	-0.375	-0.022	-0.074	0.013	-0.049
	-0.231	0.040	-0.016	0.182	-0.022
	0.120	0.129	0.068	0.198	0.005
	0.472	0.370	0.295	0.262	0.264
	0.712	0.379	0.303	0.286	0.380
	0.775	0.423	0.337	0.350	0.516
	0.775	0.459	0.580	0.406	0.605
	0.823	0.459	0.605	0.768	0.666
	0.903	0.673	0.639	0.904	0.782
	1.095	0.691	0.832	0.968	0.898
	1.239	0.833	1.159	0.976	0.966
	1.526	0.913	1.210	0.976	1.190
	1.654	1.511	1.369	1.273	1.238
	1.814	1.537	1.394	1.554	1.395
	2.453	1.573	1.923	1.827	1.538
	2.613	2.134	2.074	1.947	2.008
	2.692	2.473	2.468	2.051	2.287
	2.900	2.580	2.494	3.592	3.486
	2.980	5.209	5.036	4.515	4.617

Tabella 13 Valori della variabile ridotta relativi a ciascuna serie

		<i>P(x)</i>		
<i>1h</i>	<i>3h</i>	<i>6h</i>	<i>12h</i>	<i>24h</i>
0.066	0.104	0.071	0.057	0.067
0.095	0.120	0.109	0.059	0.081
0.110	0.131	0.132	0.103	0.081
0.110	0.188	0.151	0.140	0.085
0.114	0.208	0.176	0.151	0.184
0.118	0.214	0.227	0.210	0.228
0.118	0.241	0.244	0.216	0.247
0.186	0.244	0.256	0.216	0.295
0.186	0.266	0.256	0.317	0.330
0.202	0.275	0.271	0.343	0.340
0.228	0.317	0.334	0.370	0.340
0.233	0.360	0.341	0.373	0.350
0.284	0.383	0.362	0.434	0.360
0.412	0.415	0.393	0.440	0.370
0.536	0.501	0.475	0.463	0.464
0.612	0.504	0.478	0.472	0.505
0.631	0.519	0.490	0.494	0.551
0.631	0.532	0.571	0.514	0.579
0.645	0.532	0.579	0.629	0.598
0.667	0.600	0.590	0.667	0.633
0.716	0.606	0.647	0.684	0.665
0.748	0.647	0.731	0.686	0.683
0.805	0.670	0.742	0.686	0.738
0.826	0.802	0.775	0.756	0.748
0.850	0.807	0.780	0.809	0.780
0.918	0.813	0.864	0.851	0.807
0.929	0.888	0.882	0.867	0.874
0.935	0.919	0.919	0.879	0.903
0.946	0.927	0.921	0.973	0.970
0.950	0.995	0.994	0.989	0.990

Tabella 14 Probabilità di non superamento secondo Gumbel relativi a ciascuna serie

Dopo aver ottenuto i valori della probabilità di non superamento, sono stati eseguiti dei test per verificare la bontà dell'adattamento della distribuzione di Gumbel a ciascuna serie.

Nei seguenti grafici è mostrato un confronto grafico tra la probabilità di non superamento e la frequenza di Weibull.

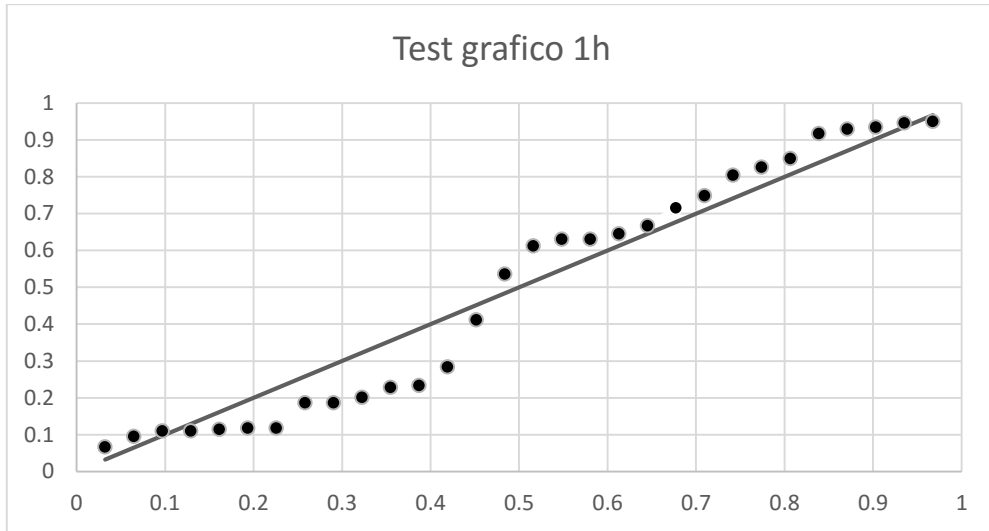


Figura 46 Confronto qualitativo tra P di non superamento ad 1h e F di Weibull

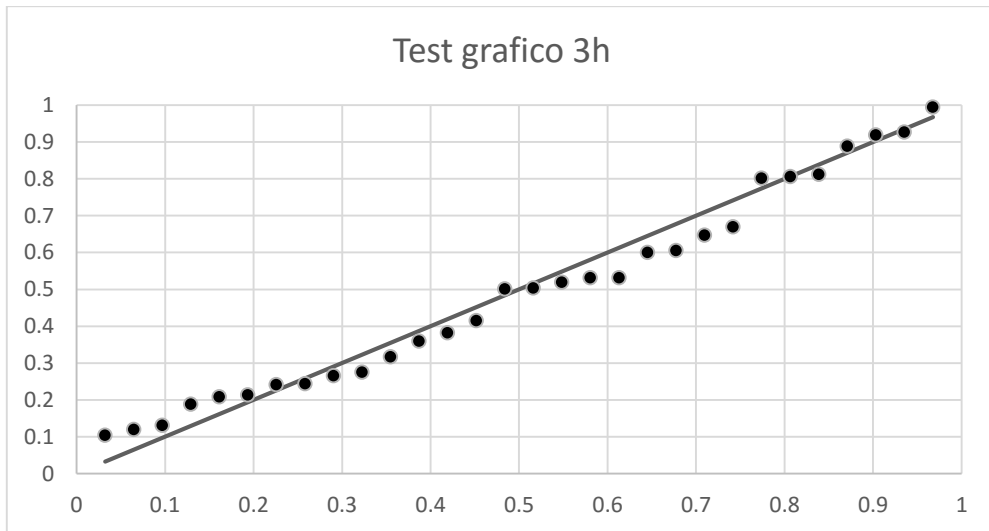


Figura 47 Confronto qualitativo tra P di non superamento ad 3h e F di Weibull

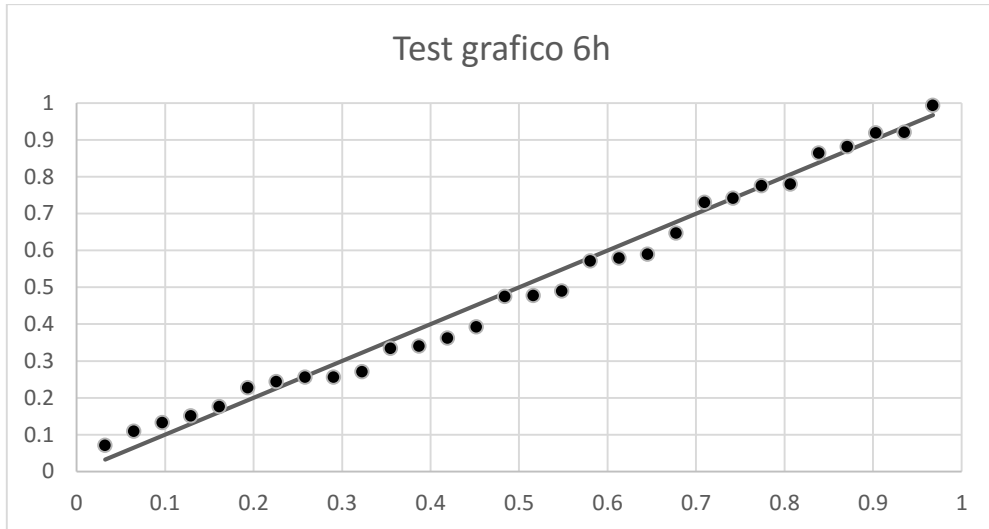


Figura 48 Confronto qualitativo tra P di non superamento ad 6h e F di Weibull

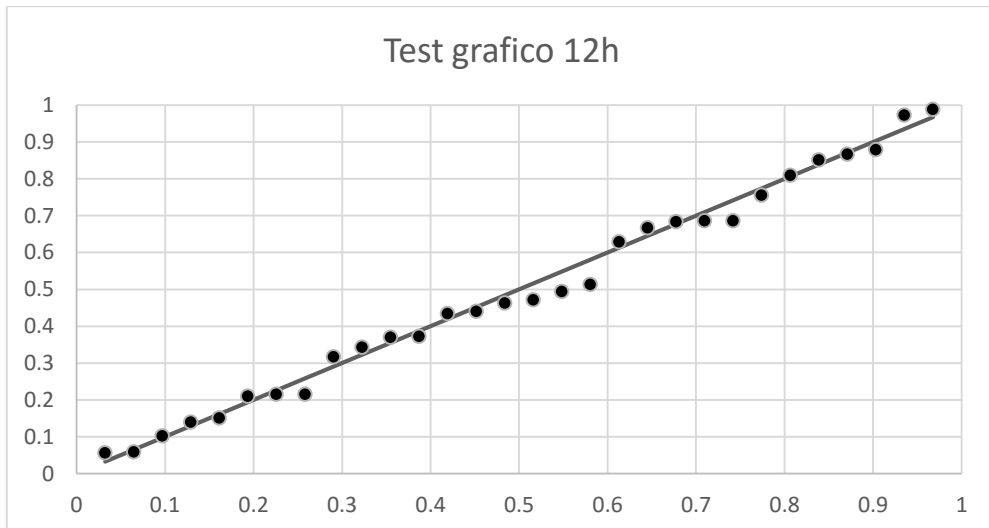


Figura 49 Confronto qualitativo tra P di non superamento ad 12h e F di Weibull

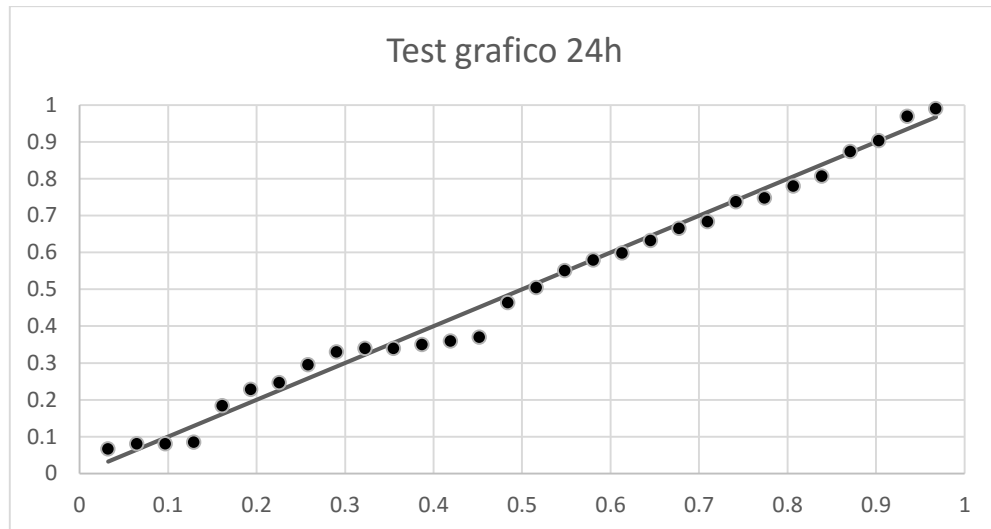


Figura 50 Confronto qualitativo tra P di non superamento ad 24h e F di Weibull

Dai grafici è possibile notare che la distribuzione si adatta sufficientemente bene ai dati, in quanto, i punti tendono a distribuirsi attorno alla bisettrice.

Per ottenere una verifica più oggettiva è stato utilizzato anche il test di Pearson. Assunta come ipotesi statistica ( $H_0$ ) che il campione segua la fissata legge di distribuzione di Gumbel, è stato suddiviso il campione in cinque classi equiprobabili ( $K=5$ ) e per ciascun estremo delle classi si sono valutati i quantili corrispondenti alle relative probabilità  $P$ . Sono stati calcolati i valori estremi di ciascuna classe mediante la formula:

$$x_k = u_t - \frac{1}{\alpha_t} \ln(-\ln(P))$$

Osservato il numero di dati ricadenti in ciascuna classe  $N_k$ , e il numero di dati teorico  $N_t = \frac{N}{K}$ , si è calcolata la quantità  $\chi^2_{calc}$ .

Fissato il livello di significatività  $\alpha = 5\%$ , e valutato grado di libertà  $\theta = K - r - 1$ , in cui  $K$  è il numero di classi ed  $r$  il numero di parametri della distribuzione indagata (per la distribuzione di Gumbel a due parametri,  $r = 2$ ) è stato ottenuto  $\chi^2_{teorico} = 5.99$ . Di seguito si riportano le tabelle che riassumono i calcoli effettuati per valutare il  $\chi^2_{calcolato}$ .

Test di Pearson adattamento distribuzione di Gumbel intervallo 1 h								
K	Estremi $P(u)$		Estremi $x_k$		$N_k$	$N_t$	$(N_k - N_t)^2$	$(N_k - N_t)^2 / N_t$
	Inferiore	Superiore	Inferiore	Superiore				
1	0	0.2	0	21.33	9	6	9	1.50
2	0.2	0.4	21.33	28.38	4		4	0.67
3	0.4	0.6	28.38	35.70	2		16	2.67
4	0.6	0.8	35.70	46.07	7		1	0.17
5	0.8	1	46.07	infinito	8		4	0.67
							$\chi^2_{calcolato} =$	5.67

Tabella 15 Test di Pearson intervallo 1h

Test di Pearson adattamento distribuzione di Gumbel intervallo 3 h								
K	Estremi $P_{(u)}$		Estremi $x_k$		$N_k$	$N_t$	$(N_k - N_t)^2$	$(N_k - N_t)^2 / N_t$
	Inferiore	Superiore	Inferiore	Superiore				
1	0	0.2	0	26.62	4	6	4	0.67
2	0.2	0.4	26.62	39.26	9		9	1.50
3	0.4	0.6	39.26	52.37	6		0	0.00
4	0.6	0.8	52.37	70.96	4		4	0.67
5	0.8	1	70.96	infinito	7		1	0.17
							$\chi^2$ calcolato =	3.00

Tabella 16 Test di Pearson intervallo 3h

Test di Pearson adattamento distribuzione di Gumbel intervallo 6 h								
K	Estremi $P_{(u)}$		Estremi $x_k$		$N_k$	$N_t$	$(N_k - N_t)^2$	$(N_k - N_t)^2 / N_t$
	Inferiore	Superiore	Inferiore	Superiore				
1	0	0.2	0	33.83	5	6	1	0.17
2	0.2	0.4	33.83	47.25	9		9	1.50
3	0.4	0.6	47.25	61.18	6		0	0.00
4	0.6	0.8	61.18	80.91	5		1	0.17
5	0.8	1	80.91	infinito	5		1	0.17
							$\chi^2$ calcolato =	2.00

Tabella 17 Test di Pearson intervallo 6h

Test di Pearson adattamento distribuzione di Gumbel intervallo 12 h								
K	Estremi $P_{(u)}$		Estremi $x_k$		$N_k$	$N_t$	$(N_k - N_t)^2$	$(N_k - N_t)^2 / N_t$
	Inferiore	Superiore	Inferiore	Superiore				
1	0	0.2	0	42.00	5	6	1	0.17
2	0.2	0.4	42.00	56.04	7		1	0.17
3	0.4	0.6	56.04	70.61	6		0	0.00
4	0.6	0.8	70.61	91.25	6		0	0.00
5	0.8	1	91.25	infinito	6		0	0.00
							$\chi^2$ calcolato =	0.33

Tabella 18 Test di Pearson intervallo 12h

Test di Pearson adattamento distribuzione di Gumbel intervallo 24 h								
K	Estremi $P_{(u)}$		Estremi $x_k$		$N_k$	$N_t$	$(N_k - N_t)^2$	$(N_k - N_t)^2 / N_t$
	Inferiore	Superiore	Inferiore	Superiore				
1	0	0.2	0	50.07	5	6	1	0.17
2	0.2	0.4	50.07	66.61	9		9	1.50
3	0.4	0.6	66.61	83.77	5		1	0.17
4	0.6	0.8	83.77	108.08	6		0	0.00
5	0.8	1	108.08	infinito	5		1	0.17
							$\chi^2$ calcolato =	2.00

Tabella 19 Test di Pearson intervallo 24h

Dal confronto tra  $\chi^2_{teorico}$  e  $\chi^2_{calcolato}$  si osserva che, per la distribuzione di Gumbel, per tutti gli intervalli temporali  $\chi^2_{calcolato} < \chi^2_{teorico}$ , per cui l'ipotesi di nullità è accettata con livello di significatività  $\alpha$ , ciò significa che le distribuzioni si adattano bene ai dati osservati.

A questo punto, fissato il tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni, è stato possibile determinare i valori di precipitazione per le diverse durate mediante la seguente espressione

$$h_{t,T_r} = u_t - \frac{1}{\alpha_t} \ln(-\ln(P)) = u_t - \frac{1}{\alpha_t} \ln\left(-\ln\left(\frac{T_r - 1}{T_r}\right)\right)$$

Sono stati così ottenuti i quantili mostrati nella Tabella 20 che sono stati interpolati mediante una curva monomia di tipo

$$h_{T_r} = a_{T_r} \cdot t^{n_{T_r}}$$

<b>t</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>12</b>	<b>24</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.080	0.045	0.042	0.040	0.034
<b>u</b>	27.292	37.305	45.174	53.871	64.049
<b><math>T_r</math></b>			200.000		
<b><math>h_{t,T_r}</math></b>	93.594	156.138	171.381	185.860	219.535
<b>a</b>			103.703		
<b>n</b>			0.250		
<b><math>h_{t,T_r} = a t^n</math></b>	103.703	136.553	162.444	193.244	229.884

Tabella 20 Calcolo parametri curva interpolante

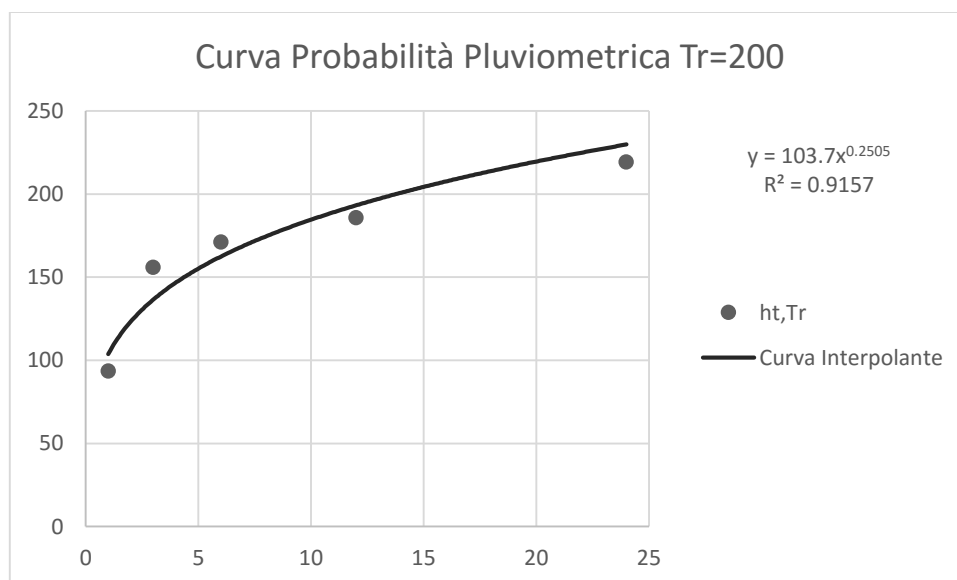


Figura 51 Curva probabilità pluviometrica

### 5.2.2 Delimitazione e caratterizzazione Bacino Idrografico

Grazie all'utilizzo del software ArcView Gis, è stato possibile estrapolare le caratteristiche morfometriche del torrente Pagliara oggetto di studio.

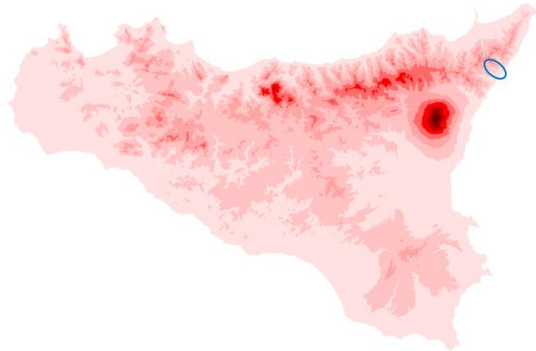


Figura 52 DEM Sicilia

A partire dal DEM, cioè raster delle quote, dell'intera Sicilia viene costruito il raster delle direzioni di flusso. Prima di effettuare questa operazione, è bene rimuovere dal DEM le depressioni che vanno a rappresentare delle zone di accumulo e che, quindi, potrebbero alterare il calcolo delle direzioni di flusso.

A questo punto, è possibile ricavare le direzioni di flusso. Per fare ciò, occorre sapere che in una grafica raster le immagini vengono descritte come una griglia di pixel (o celle) opportunamente colorati (ad ogni colore è associato un valore). Per valutare le direzioni di flusso, per ogni cella si calcolano le pendenze rispetto alle 8 celle adiacenti e si considera la direzione di massima pendenza.

Si stimano le traiettorie di flusso nel DEM basandosi sulle direzioni di massima pendenza. Il risultato è un nuovo grid che contiene le direzioni di flusso locali. Grazie al grid delle direzioni di flusso, per ogni cella può essere calcolato il flusso cumulato dalle celle che vi drenano. Se ad ogni cella a monte viene attribuito un valore unitario, il grid dei *flussi cumulati* rappresenta il numero di celle a monte che drenano in ogni particolare cella.

A questo punto, tramite il grid dei flussi cumulati, scegliendo una cella che rappresenti la sezione di chiusura, si ricavano tutte le celle che drenano verso la cella considerata e quindi si delimita il bacino idrografico relativo a quella sezione di chiusura.

Una volta individuato il bacino, si ritaglia dal DEM della Sicilia quello relativo ad esso e si ripetono le operazioni effettuate precedentemente.

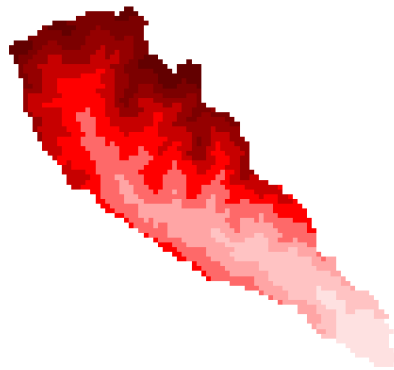


Figura 53 DEM Bacino torrente Pagliara

Individuato il bacino, è stato possibile calcolare Area e perimetro

$$A = 26.78 [Km^2]$$

$$P = 29.27 [Km]$$

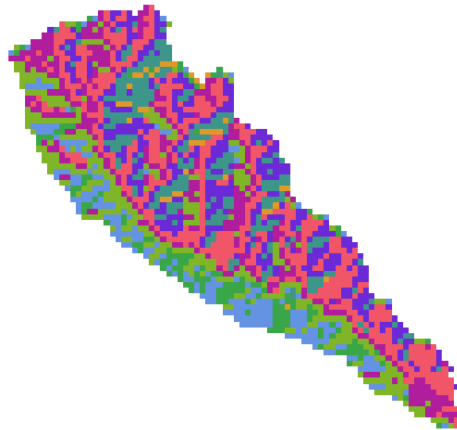


Figura 54 GRID Direzioni di flusso bacino torrente Pagliara



Figura 55 GRID Flussi cumulati bacino torrente Pagliara



Figura 56 Massime lunghezze di deflusso rispetto alla sezione di chiusura

Individuata l'asta principale sono state valutate

$$\text{Lunghezza} = 12.46 \text{ [Km]}$$

$$\text{Quota max} = 783.35 \text{ [m]}$$

$$\text{Quota minima} = 2.00 \text{ [m]}$$

$$\text{Quota media} = 592.00 \text{ [m]}$$

$$\text{Pendenza media} = 6.27 \text{ [%]}$$

In seguito è stato possibile valutare le aree, comprese negli intervalli di quote in cui si è deciso di suddividere il bacino, e tracciare la curva ipsografica del bacino.

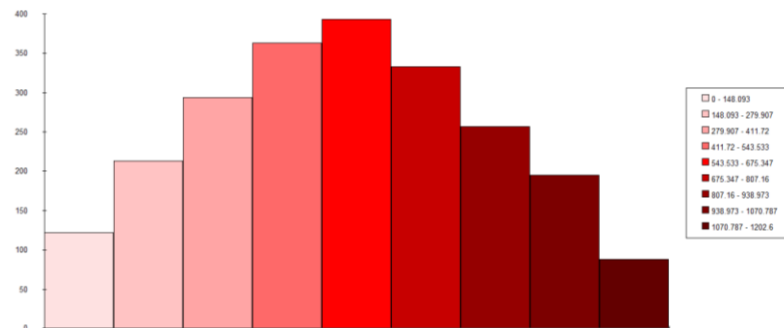


Figura 57 Istogramma delle aree

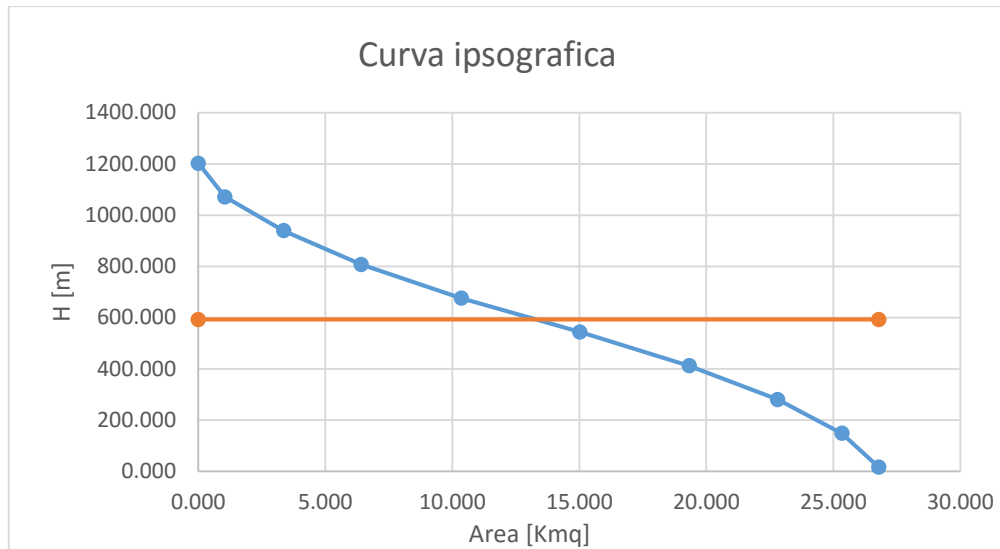


Figura 58 Curva ipsografica e quota media del bacino del torrente Pagliara

Infine, grazie all'uso del Raster del CN, è stato possibile suddividere il bacino in aree aventi uguale valore del CN, ed inseguito valutare il valor medio dell'intero bacino. Il CN così ottenuto è risultato essere pari a:

$$CN = 81.20$$

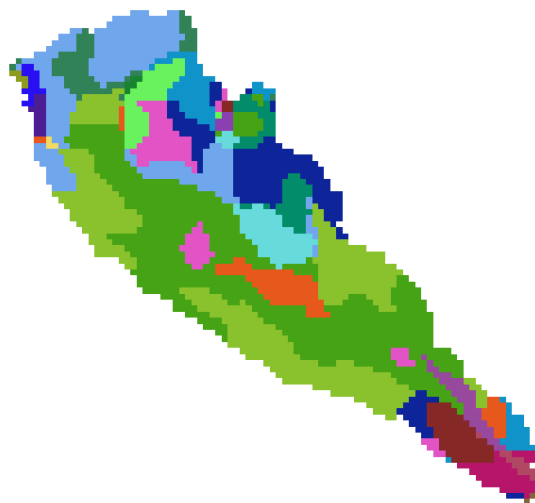


Figura 59 Raster CN bacino torrente Pagliara

### 5.2.3 Valutazione dell'idrogramma di progetto

Si riportano le diverse metodologie utilizzate nella valutazione dell'idrogramma di piena.

#### 5.2.3.1 Stima dell'Idrogramma di piena secondo il metodo razionale o formula di Turazza

E' stato valutato il tempo di corrivazione come media dei valori ottenuti dalle formule di Pezzoli e della velocità fittizia, scartando la formula di Giandotti, in quanto ottenuta per

bacini di grande dimensione, e la formula di Kirpich, in quanto restituisce un valore che si scosta molto dai primi due.

$$\text{Pezzoli } t_c = 2.96 [h]$$

$$\text{Kirpich } t_c = 1.42 [h]$$

$$\text{velocità fittizia } t_c = 2.49 [h]$$

$$t_{c \text{ medio}} = 2.73 [h]$$

Al fine di determinare il volume di pioggia efficace, si è valutato il coefficiente di deflusso  $C = 0.60$ .

Mediante la formula di Turazza è stata poi valutata la portata al colmo con un tempo di ritorno  $T_r = 200$  anni, conseguente ad una pioggia costante, di durata pari al tempo di corrivazione, ottenuta tramite la curva di probabilità pluviometrica precedentemente ricavata.

$$Q_{\max} = I_e(t_c)A = \frac{P_e(t_c)A}{t_c} = C \frac{h(t_c)}{t_c} = C a t_c^{n-1}$$

In cui  $h_{t_c}$  rappresenta l'altezza di pioggia al tempo di corrivazione per fissato tempo di ritorno

$$h_{t_c} = 133.37 [mm]$$

ottenendo una portata al colmo pari a  $Q_{\max} = 218.03 [m^3/s]$ .

### 5.2.3.2 Stima dell'idrogramma di piena mediante il metodo della corrivazione

Il primo passo è stato la scelta del numero di superfici isocorrive in cui suddividere il bacino, posto pari a 5. In seguito sono state valutate le aree competenti a ciascuna fascia, mediante l'uso del software "Arcview", dividendo il "Raster" delle lunghezze del percorso di deflusso per la velocità media, quest'ultima ottenuta dividendo la lunghezza massima di ruscellamento per il tempo di corrivazione del bacino.

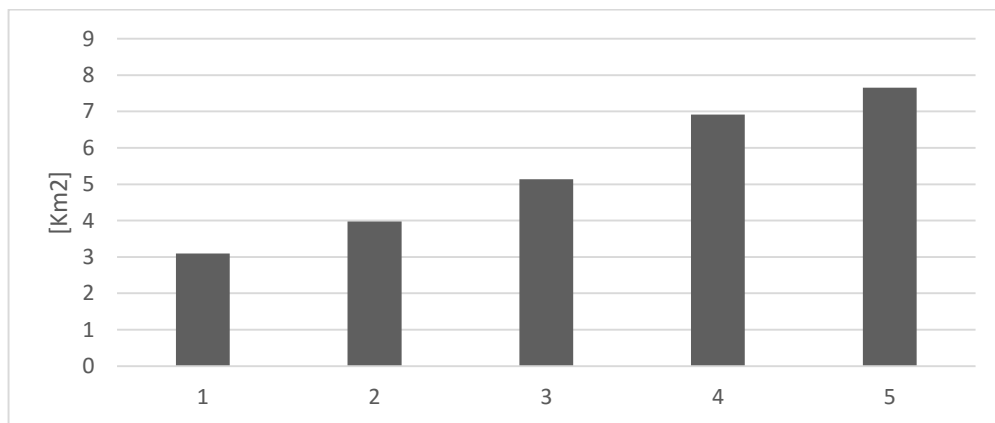


Figura 60 Istogramma delle superfici delle fasce Isocorrive

Sono state poi calcolate dalla curva di probabilità pluviometrica, per un tempo di ritorno pari a 200 anni, le  $N$  altezze di pioggia relative ad incrementi della durata della precipitazione pari a  $\Delta t = \frac{t_c}{N}$ ; quindi si è potuto costruire lo ietogramma delle altezze di pioggia  $h'$  ottenute come differenza fra l'altezza di pioggia ad un istante e il precedente,

ed infine lo ietogramma di progetto più gravoso disponendo le cinque altezze di precipitazione ottenute, in maniera speculare rispetto all' istogramma delle fasce isocorive, in modo tale da associare agli incrementi di pioggia più elevati le aree maggiori.

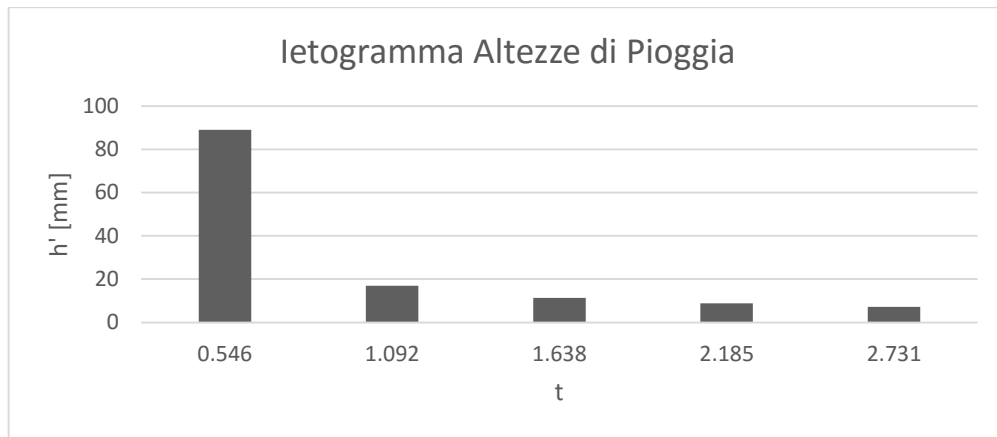


Figura 61 Ietogramma di progetto

A questo punto, è stato possibile calcolare la portata che transita dalla sezione di chiusura, ad ogni intervallo di tempo  $\Delta T$ , come somma dei contributi delle diverse fasce isocorive mediante il seguente prodotto matriciale

$$Q = A I_e$$

in cui la matrice A risulta essere:

$$A = \begin{vmatrix} 3097275.667 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3975430.454 & 3097275.667 & 0 & 0 & 0 \\ 5138392.199 & 3975430.454 & 3097276 & 0 & 0 \\ 6918435.686 & 5138392.199 & 3975430 & 3097275.667 & 0 \\ 7654186.994 & 6918435.686 & 5138392 & 3975430.454 & 3097275.7 \\ 0 & 7654186.994 & 6918436 & 5138392.199 & 3975430.5 \\ 0 & 0 & 7654187 & 6918435.686 & 5138392.2 \\ 0 & 0 & 0 & 7654186.994 & 6918435.7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7654187 \end{vmatrix}$$

L'intensità di pioggia netta è stata valutata secondo due modelli di formazione del deflusso differenti, in particolare:

- secondo il metodo del coefficiente di deflusso, considerando il coefficiente di Frevert  $C = 0.60$

$$I_e \text{ [m/s]} = \begin{vmatrix} 2.72E-05 \\ 5.16E-06 \\ 3.46E-06 \\ 2.68E-06 \\ 2.21E-06 \end{vmatrix}$$

- secondo il metodo SCS-CN, considerando il curve number  $CN = 81.20$  ed il volume specifico di saturazione  $S [mm] = 58.78$

$$I_e [m/s] = \begin{array}{|l} 2.24E-05 \\ 7.17E-06 \\ 4.97E-06 \\ 3.92E-06 \\ 3.28E-06 \end{array}$$

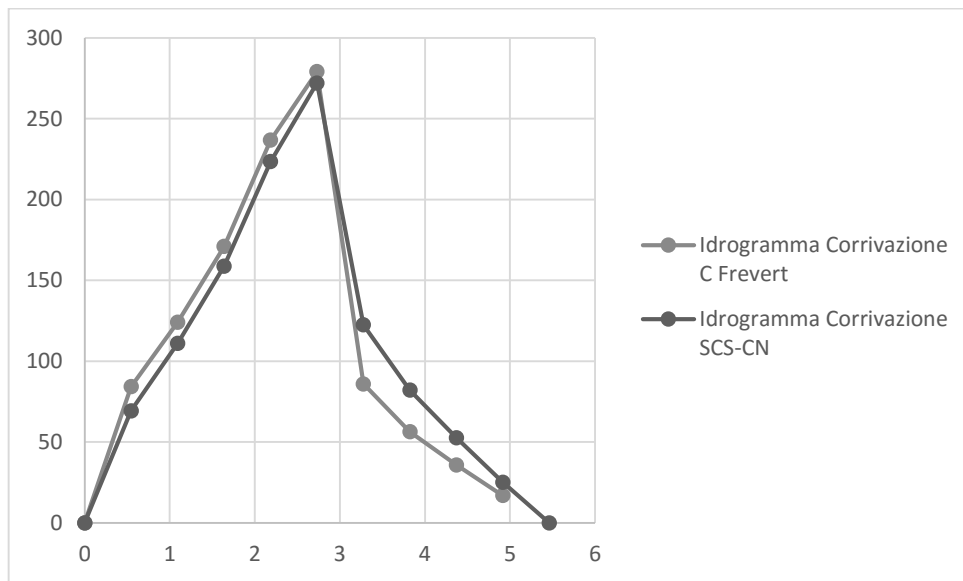


Figura 62 Idrogramma di Piena metodo della corrivazione bacino torrente Pagliara

I valori di portata al colmo risultano:

$$Q_p = 279.11 \left[ m^3/s \right] \text{ valutando la precipitazione netta con il coefficiente di Frevert;}$$

$$Q_p = 272.03 \left[ m^3/s \right] \text{ valutando la precipitazione netta con il CN.}$$

### 5.1.3.3 Stima dell'idrogramma superficiale mediante l'idrogramma unitario sintetico del SCS

Si sono anzitutto determinati il tempo di picco  $t_p$  e la portata al colmo  $Q_p$  che, moltiplicati per i valori dell'idrogramma unitario adimensionale SCS, hanno permesso di calcolare l'idrogramma unitario del bacino oggetto di studio.

$$\text{tempo di picco } t_p = \frac{t_r}{2} + t_l = 1.82 [h]$$

$$\text{portata al colmo } Q_p = \frac{0.208(P_e A)}{t_p} = 3.06 \left[ \frac{m^3}{s} \right]$$

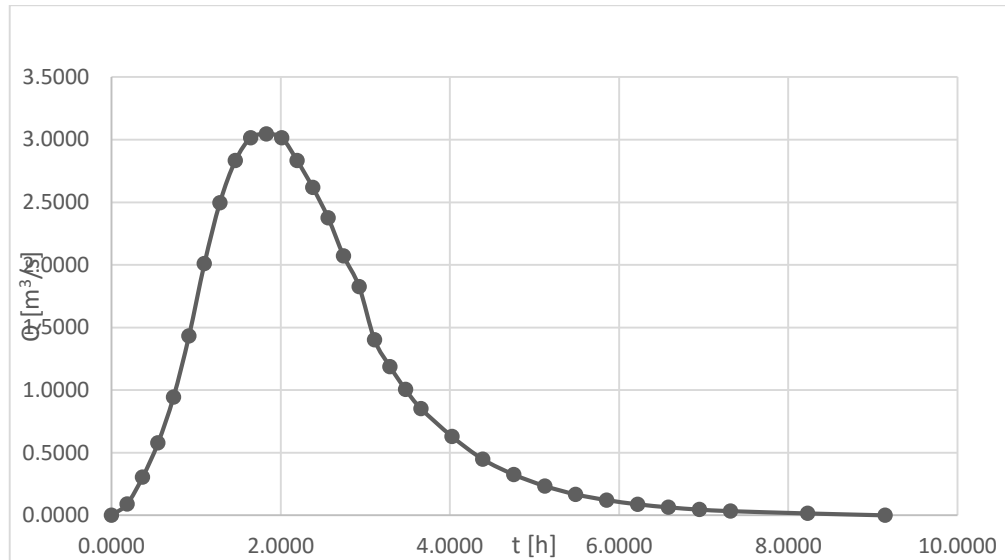


Figura 63 Idrogramma unitario bacino torrente Pagliara

In seguito, al fine di determinare il deflusso superficiale, a partire dal Curve Number è stato valutato il volume specifico di saturazione:

$$S = 254 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) = 58.78 \text{ [mm]}$$

$\Delta T$	$\Delta T$ [ore]	$P$ [mm]	$\Delta P$ [mm]	$\Delta P^*$ [mm]	$P^*$ [mm]	$P_e$ [mm]	$\Delta P_e$ [mm]
I	0.549	89.235	89.235	89.235	89.235	44.053	44.053
II	1.098	106.154	16.919	16.919	106.154	58.171	14.118
III	1.647	117.502	11.348	11.348	117.502	67.962	9.792
IV	2.196	126.282	8.780	8.780	126.282	75.678	7.716
V	2.744	133.541	7.259	7.259	133.541	82.136	6.458

Tabella 21 Riepilogo calcoli per la valutazione delle precipitazioni efficaci mediante il modello SCS-CN

In cui:

$$P_i = h_i(t) = a(i\Delta t)^n \quad i = 1, 2, \dots, 9;$$

$$\Delta P_i = h'_i(t) = h_i - h_{i-1} \quad i = 1, 2, \dots, 9;$$

$\Delta P^*$  altezze di pioggia  $\Delta P$  ordinate specularmente rispetto all'istogramma delle fasce isocorive (vedi esercitazione n. 3);

$P^*$  valori cumulati delle  $\Delta P^*$ ;

Per  $P_e < 0.2 S \Rightarrow P_e = 0$ ;

$$\text{Altrimenti } P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

$$I_a = 0.2 S = 11.756$$

$$\Delta P_e = P_{e,i} - P_{e,i-1}$$

Si osservi che essendo la pioggia nettatotale pari a 82.136 mm risulta:

$$\frac{P_e}{P} = \frac{82.136}{133.54} = 0.615$$

Ovvero di poco inferiore al coefficiente di deflusso di Frevert adottato,  $C = 0.60$ .

Infine si è proceduto a costruire l'idrogramma di piena del bacino secondo lo schema di tabella 22.

$\Delta T$	$\Delta T$ [ore]	$Q_1$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_2$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_3$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_4$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_5$ [m <sup>3</sup> /s]	...	...	$Q_{TOT}$ [m <sup>3</sup> /s]
I	$\Delta T$	$\Delta P_{e1} Q_{a1}$							
II	$2\Delta T$	$\Delta P_{e2} Q_{a1}$	$\Delta P_{e1} Q_{a2}$						
III	$3\Delta T$	$\Delta P_{e3} Q_{a1}$	$\Delta P_{e2} Q_{a2}$	$\Delta P_{e1} Q_{a3}$					
IV	$4\Delta T$	$\Delta P_{e4} Q_{a1}$	$\Delta P_{e3} Q_{a2}$	$\Delta P_{e2} Q_{a3}$	$\Delta P_{e1} Q_{a4}$				
....	....	....	....	....	....	....			

Tabella 22 Schema utilizzato per il calcolo dell'idrogramma di piena

Tramite il software HEC-HMS, specifico per la modellazione idrologica dei bacini idrografici e quindi per la determinazione delle portate di piena attese in determinate sezioni del bacino in funzione dei tempi di ritorno considerati, sviluppato dalla "Hydrologic Engineering Center" del US Army Corps of Engineers, è stato possibile valutare l'idrogramma di piena secondo il metodo SCS-CN.

Il bacino e le precipitazioni sono state modellate inserendo i dati relativi ad Area, CN, tempo di lag ed altezza di pioggia riferita al tempo di corrivazione per un tempo di ritorno pari a 200 anni.

$$A = 26.78 [Km^2]$$

$$CN = 81.20$$

$$\text{tempo di lag } t_l = 0.6 \quad t_c = 98.34 [min]$$

$$h_{t_c} = 133.37 [mm]$$

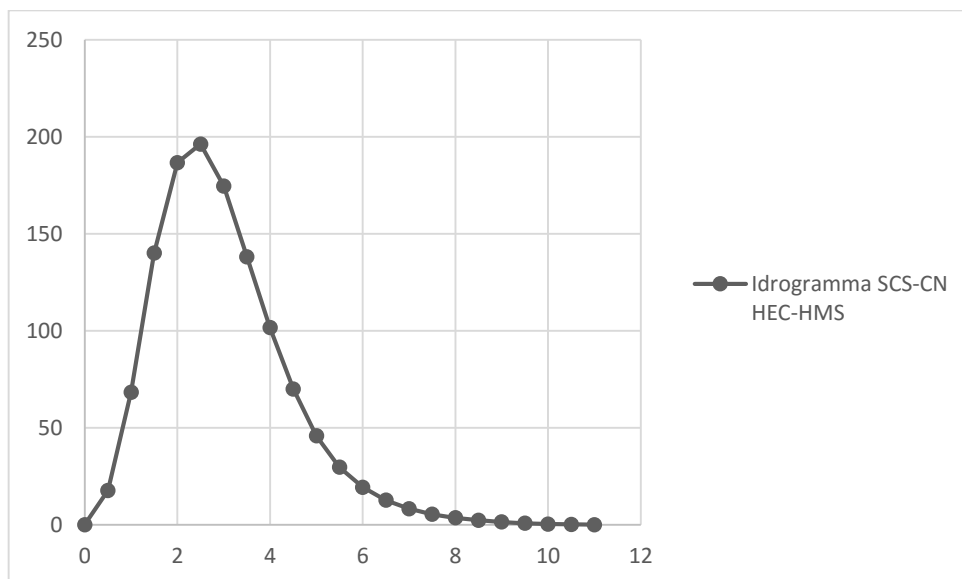


Figura 64 Idrogramma di piena metodo SCS-CN HEC-HMS

Il valore di portata al colmo risulta  $Q_p = 196.2 \left[ m^3/s \right]$ .

#### 5.1.4 Calcolo tirante idrico

La sezione dell'alveo in cui deve essere realizzato il ponte, è posta in prossimità della foce del torrente Pagliara, ed è approssimabile ad una sezione rettangolare di larghezza 80 m.

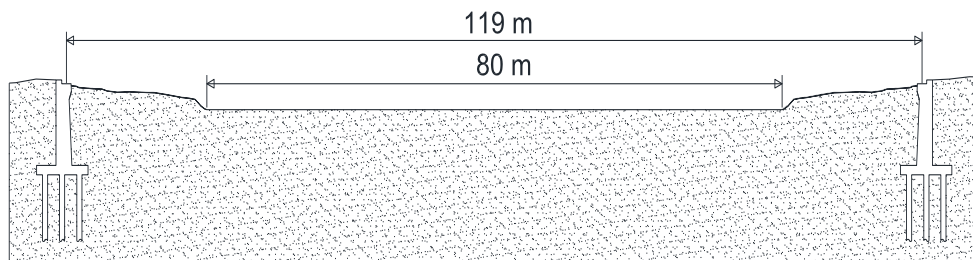


Figura 65 Sezione Alveo torrente Pagliara

Essendo lo studio orientato alla determinazione del tirante idrico, a vantaggio di sicurezza, si valuta il massimo valore della portata al picco degli idrogrammi calcolati.

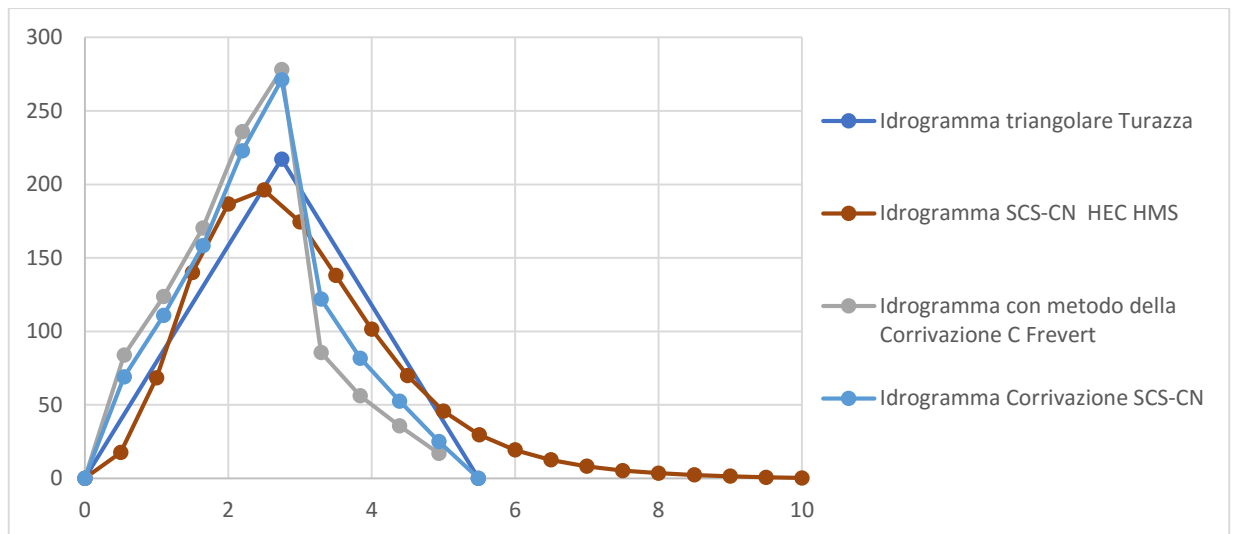


Figura 66 Confronto idrogrammi di piena valutati secondo le diverse metodologie

Dal confronto è immediato osservare che il massimo valore è quello ottenuto con il metodo della corrivazione utilizzando il coefficiente di Frevert, e risulta pari a  $Q_{pmax} = 279.11 \left[ m^3/s \right]$ .

Secondo l'ipotesi di moto uniforme, è stata valutata la portata per diversi valori di tirante idrico  $h$  tramite l'equazione di Chézy  $Q = A_{(h)}x_{(h)}\sqrt{R_{(h)}i}$ , ipotizzando un coefficiente di scabrezza di Strickler  $c = 29$  valido per canali puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia; ed è stata costruita la curva "scala delle portate" riportata in seguito:

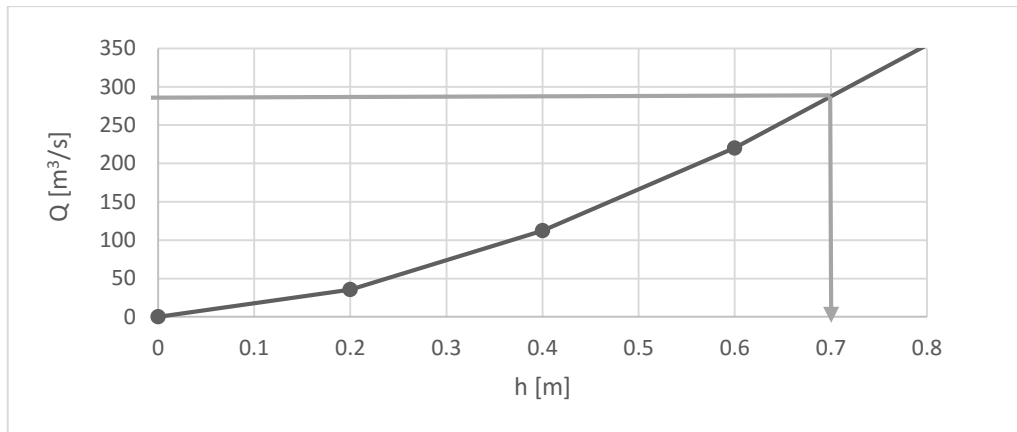


Figura 67 Scala delle portate

Nota la scala delle portate è possibile individuare nelle ascisse il tirante idrico che corrisponde alla portata di picco massima che risulta essere pari a 0.70 m.

## 5.2 IPOTESI DI INTERVENTO STRUTTURALE

Il primo passo nella progettazione dell'opera di attraversamento stabile è stato l'individuazione della tipologia di ponte che più si adattava al contesto di realizzazione, nel rispetto della normativa di riferimento.

Il letto del torrente da attraversare è di 120 m, le possibili scelte progettuali erano o un viadotto a due campate con pila in alveo, o un ponte ad un'unica campata. Si è preferito un ponte ad unica campata con spalle posizionate fuori dall'alveo, in modo da evitare il restringimento della sezione di deflusso ed il conseguente aumento del tirante idrico, nonché tutti i problemi connessi con la protezione delle fondazioni della costruenda pila centrale.

Dallo studio idrologico è stato calcolato un tirante idrico di piena per un tempo di ritorno di 200 anni pari a 0.70 m. Tale quota sommata ad un franco libero di sottotrave di 2 metri rappresenta la distanza minima, imposta dalla norma, tra il fondo dell'alveo e la quota dell'intradosso del ponte. Il dislivello tra il fondo dell'alveo e la sezione d'imposta è limitato e risulta essere pari a 3 m. Questo vincolo risulta determinante nella scelta della tipologia del ponte da progettare, in quanto vi è l'esigenza di realizzare un ponte avente sezione ridotta per evitare ripide rampe di accesso le quali modificano in modo radicale l'ambiente circostante.

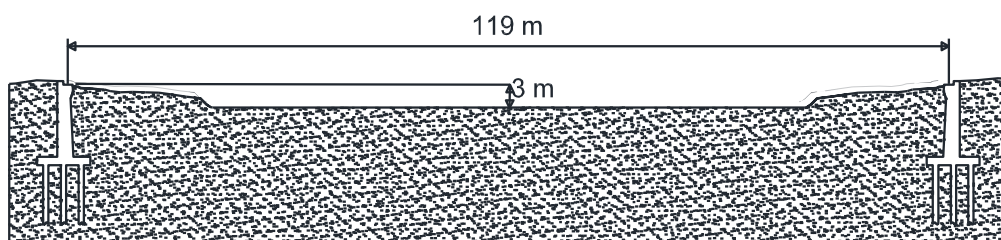


Figura 68 Sezione Alveo torrente Pagliara

Considerata la luce da oltrepassare e la ridotta sezione richiesta, le uniche tipologie costruttive di ponti in grado di soddisfare le due condizioni imposte sono i ponti ad arco a spinta eliminata ed i ponti strallati, entrambi caratterizzati dall'aver struttura portante nella parte sovrastante l'impalcato. I ponti strallati richiedono un'antenna molto alta e di conseguenza delle fondazioni molto profonde, invece i ponti ad arco a spinta eliminata richiedono delle fondazioni più contenute in quanto risultano essere semplicemente appoggiate sulle opere di sostegno, e di conseguenza meno costose.

La scelta è ricaduta su un ponte ad arco di tipo "Network Arch" dal design elegante, che, grazie allo spessore ridotto dell'impalcato ed alla capacità di oltrepassare l'ostacolo con un'unica campata, non necessita né di rampe di collegamento, né di pile in alveo e quindi risulta essere economicamente vantaggioso e non modifica in modo invasivo l'ambiente di costruzione.

### 5.2.3 Scelta delle Dimensioni dell'Opera d'Arte

Data la luce imposta, il primo passo è stato la scelta della forma e della sezione degli archi. Il profilo scelto è un arco di circonferenza avente altezza nel punto in sommità pari 18 m nonché il 15% della lunghezza della campata, composto da travi saldate simmetriche di tipo HSH 600/684 in acciaio S355 in testa, e da travi scatolari quadrate saldate da 600 mm e spessore 55 mm in acciaio S355 nella parte bassa dell'arco.

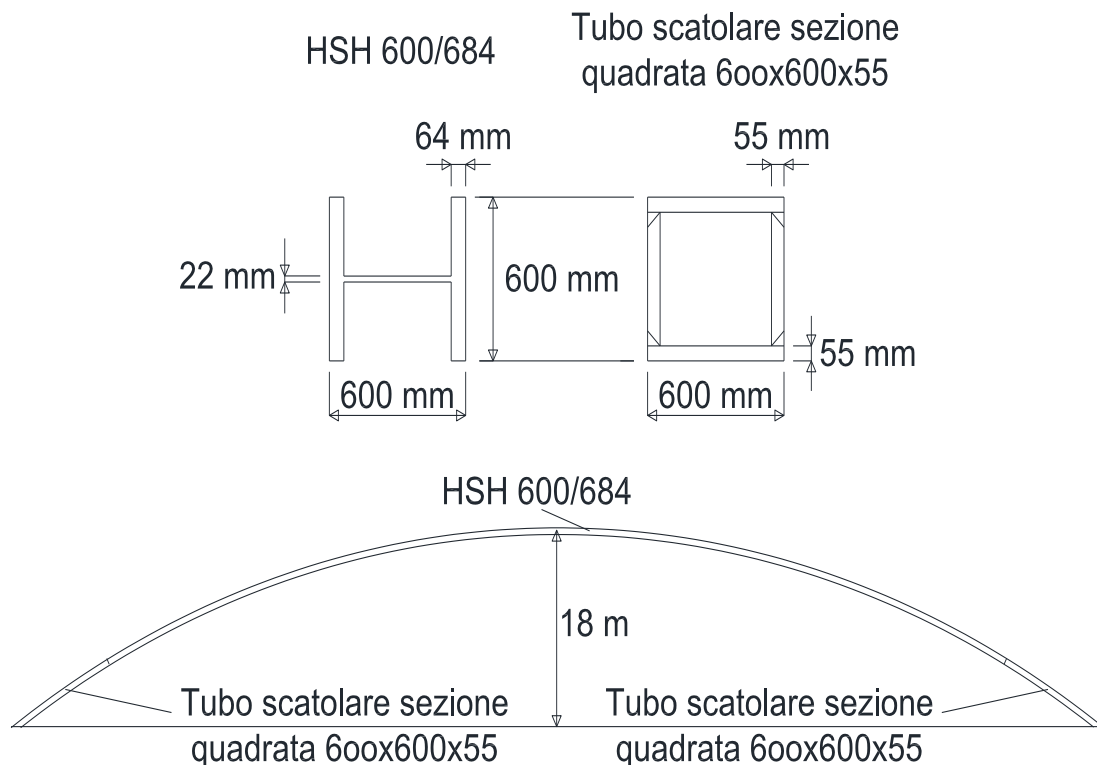


Figura 69 Sezioni e Profilo arco

Il passo successivo è stato la determinazione della larghezza dell'impalcato.

La larghezza è stata valutata in modo da accogliere 2 corsie carraie da 3.75 m disposte al centro, tra gli archi, e due corsie pedonale da 2.5 m disposte in posizione esterna agli archi. La disposizione è stata scelta in modo da ridurre la distanza tra gli archi di supporto e di conseguenza ridurre i momenti flettenti e quindi lo spessore dell'impalcato stesso. Essendo la distanza tra gli archi inferiore a 10m, in accordo allo studio dell'ingegner Tveit, l'impalcato scelto è una piastra in calcestruzzo C45/55 armato, cui spessore è stato determinato dalla tabella seguente:

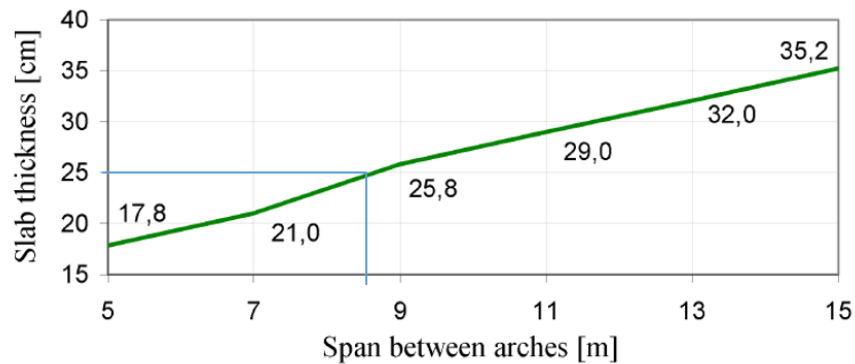


Figura 70 Grafico predimensionamento spessore piastra

Nella proiezione dell'arco sull'impalcato è stata inserita una trave in calcestruzzo armato precompresso, di base 1.00 m ed altezza 0.60 m, a cui si attribuisce il compito di assorbire la trazione prodotta dall'arco.

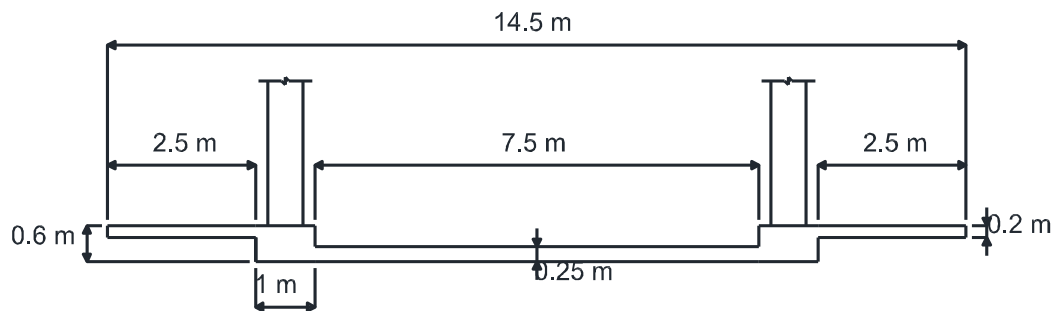


Figura 71 Sezione impalcato

Il passo più importante è stato la determinazione del numero e dell'inclinazione dei pendini.

La scelta è stata semplificata dall'utilizzo delle tabelle redatte da Tveit a seguito della sua esperienza acquisita negli anni (Paragrafo 4.2).

Spanweite [m]	< 100	100	150	200	250
Hängeranzahl	30-44	36-46	38-48	40-50	42-52

Tabella 23 Numero di pendini consigliato al variare della campata

Spannweite	24 Hänger	36 Hänger	48 Hänger	60 Hänger
< 100 m	<b>Netz 2 oder Netz 4</b>			
100 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 88,4 3. Netz 2 83,1	1. Netz 4 100 2. Netz 2 94,1 3. Netz 5 89,9	1. Netz 4 100 2. Netz 2 98,6 3. Netz 5 87,5	1. Netz 2 100 2. Netz 4 99,3 3. Netz 5 80,4
125 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 88,2 3. Netz 2 83,2	1. Netz 4 100 2. Netz 2 94,3 3. Netz 5 93,7	1. Netz 2 100 2. Netz 4 99,9 3. Netz 5 96,9	1. Netz 2 100 2. Netz 4 97,9 3. Netz 5 84,3
150 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 85,8 3. Netz 2 80,3	1. Netz 4 100 2. Netz 2 94,2 3. Netz 5 91,1	1. Netz 4 100 2. Netz 2 99,6 3. Netz 5 93,2	1. Netz 4 100 2. Netz 2 99,7 3. Netz 5 82,8
175 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 86,1 3. Netz 2 80,8	1. Netz 4 100 2. Netz 2 94,7 3. Netz 5 90,7	1. Netz 2 100 2. Netz 4 97,6 3. Netz 5 89,2	1. Netz 2 100 2. Netz 4 99,6 3. Netz 5 78,1
200 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 84,4 3. Netz 2 78,1	1. Netz 4 100 2. Netz 2 93,2 3. Netz 5 88,5	1. Netz 4 100 2. Netz 2 99,2 3. Netz 5 88,5	1. Netz 4 100 2. Netz 2 97,6 3. Netz 5 80,3
225 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 82,4 3. Netz 2 75,8	1. Netz 4 100 2. Netz 2 93,2 3. Netz 5 88,0	1. Netz 2 100 2. Netz 4 98,9 3. Netz 5 86,8	1. Netz 4 100 2. Netz 2 99,3 3. Netz 5 76,4
250 m	1. Netz 4 100 2. Netz 5 75,6 3. Netz 2 66,2	1. Netz 4 100 2. Netz 2 93,0 3. Netz 5 87,4	1. Netz 4 100 2. Netz 2 99,2 3. Netz 5 87,1	1. Netz 4 100 2. Netz 2 98,1 3. Netz 5 81,1

Tabella 24 Disposizione ottimale dei pendini in funzione del numero dei pendini stessi e della campata

Analizzando le due tabelle è immediato valutare il numero e lo schema ottimale di pendini da utilizzare al variare della luce della campata; in particolare per campate comprese tra 100 e 150 m gli schemi consigliati sono o 36 pendini e “variate 4” o 48 pendini e “variante 2”. La scelta è ricaduta nell’impiego di 48 pendini disposti secondo la “variante 2”

Nella “variante 2” i pendini sono disposti con angolo di inclinazione crescente, partendo da un angolo  $\alpha_1$  e via via incrementandolo di una quantità  $\Delta\alpha$  costante; I valori di  $\alpha_1$  e  $\Delta\alpha$  sono stati determinata dal grafico seguente, valido per campate inferiori ai 150 m.

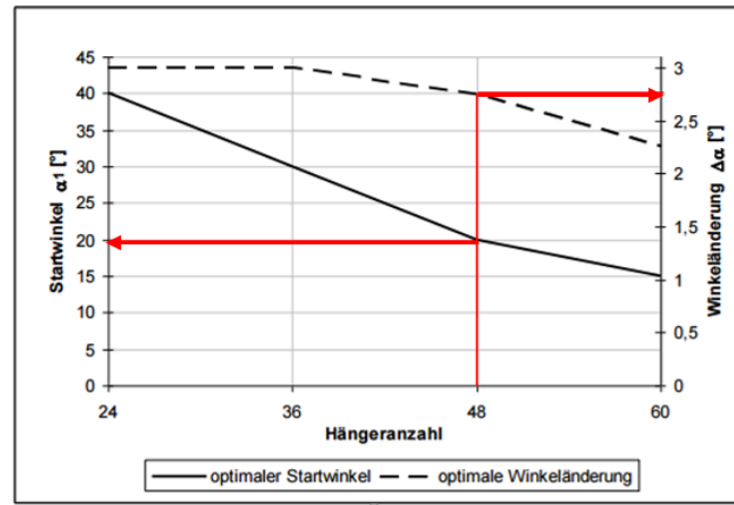


Figura 72 Variante 1 - valori di  $\alpha_1$  e  $\Delta\alpha$  ottimali al variare del numero di pendini per campate < 150 m

I valori ottenuti sono  $\alpha_1 = 20^\circ$  e  $\Delta\alpha = 2.76^\circ$

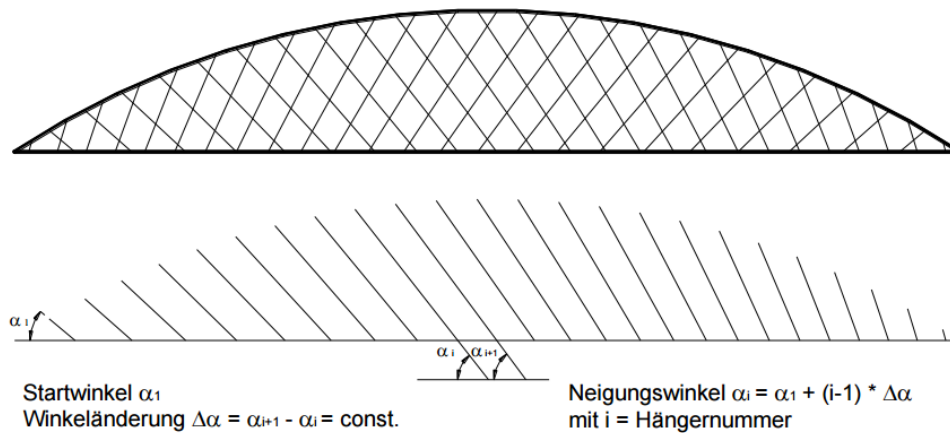


Figura 73 Schema disposizione pendini

L'ultimo passo del predimensionamento è stato la scelta dei pendini; la scelta è ricaduta su delle funi spirroidali strutturali della SIRTEF da 36 mm di diametro con carico minimo garantito da 1170 KN, collegati da un lato all'arco mediante l'impiego di capicorda a pressare e dall'altro all'impalcato mediante capicorda regolabili.

Per rendere solidali i due archi e ridurre le possibili flessioni in direzione trasversale all'asse del ponte sono state inserite dei controventi di sezione HEB 360 in acciaio S235 collegati all'arco tramite dei giunti cerniera.

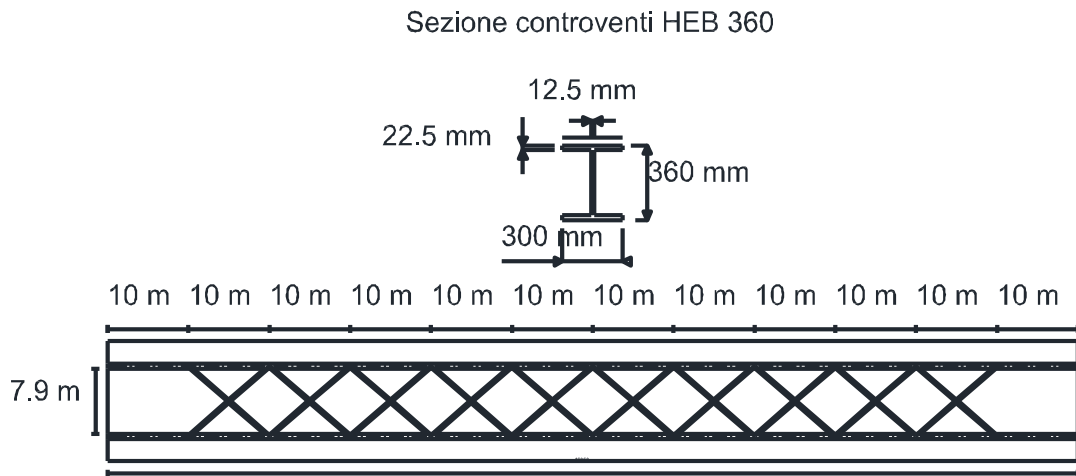


Figura 74 Sezione e disposizione Controventi

#### 5.2.4 Modello di Calcolo del Ponte

Le sollecitazioni di calcolo e le armature degli elementi in calcestruzzo armato sono state calcolate mediante l'impiego del programma di analisi strutturale Ascad32 della ARCA Centro Ricerca Applicazioni Automatiche.

La modellazione del ponte è stata fatta in modo da riprodurre il comportamento dell'opera. L'impalcato è stato modellato con degli elementi "guscio", elementi bidimensionali che schematizzano il comportamento delle piastre; tutti gli altri elementi sono stati modellati con elementi monodimensionali asta; in particolare gli elementi dell'arco e delle controventature con "elementi asta", le travi catena con "elementi" asta precompressa" ed assegnano la posizione del cavo ed il tiro risultante, ed i pendini con "l'elemento asta tirante". I vincoli sono stati applicati in corrispondenza del punto di attacco arco catena secondo la condizione cerniera carrello.

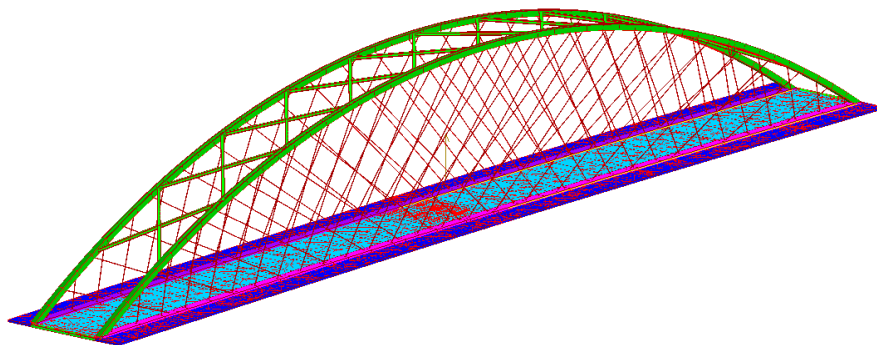


Figura 75 Modello di calcolo

### Azioni e Combinazioni di carico

Le azioni considerate nella progettazione del ponte stradale, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente, sono: le azioni permanenti  $G_1$  e  $G_2$ , le azioni variabili da traffico  $q_1$ , le azioni variabili di vento  $q_5$ , le azioni sismiche  $q_6$  e le azioni sui parapetti  $q_8$ .

- Le azioni permanenti sono divise in permanenti strutturali  $G_1$ , valutate in base al peso specifico dei materiali costituenti, e permanenti portate  $G_2$  dovute alla pavimentazione stradale, ai sicurvia ed ai parapetti, in particolare:

pavimentazione da 10 cm  $G_{2k} = 300 \text{ Kg/m}^2$

Sicurvia  $G_{2k} = 80 \text{ Kg/m}$

Parapetti  $G_{2k} = 40 \text{ Kg/m}$

- I carichi variabili da traffico sono definiti secondo schemi di carico disposti su corsie convenzionali dal D.M. 14 gennaio 2008 al paragrafo 5.1.3.3.

Il numero delle corsie convenzionali considerato è stato valutato come il massimo compatibile con la larghezza della carreggiata come indicato dalla tabella 5.1.I delle NTC 2008.

**Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie**

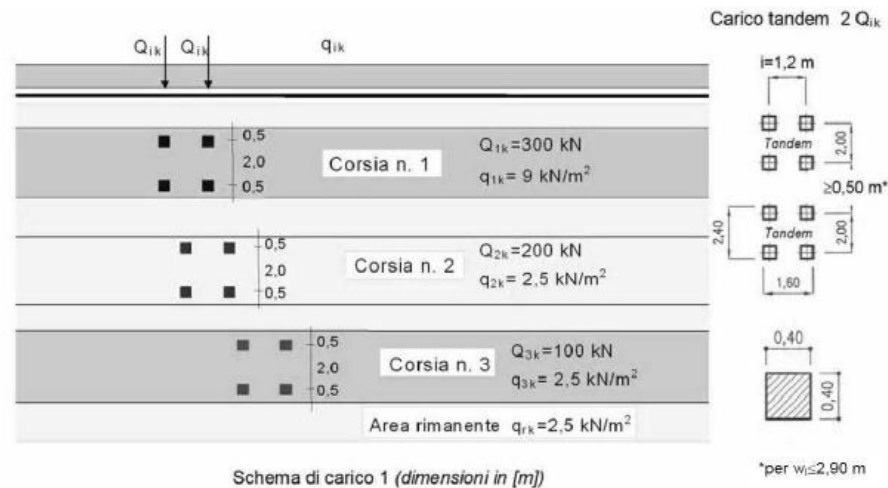
Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

*Tabella 25 Tabella 5.1.I delle NTC 2008 determinazione numero e larghezza corsie convenzionali*

Nel caso in esame, essendo la larghezza di carreggiata  $w = 7.5 \text{ m}$ , è stata divisa in due corsie convenzionali da 3 m di larghezza più la parte rimanente da 1.5 m di larghezza.

Gli schemi da utilizzare sono definiti nel paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC 2008. Si riportano i 5 schemi di carico definiti per ponti di campata minore di 300m:

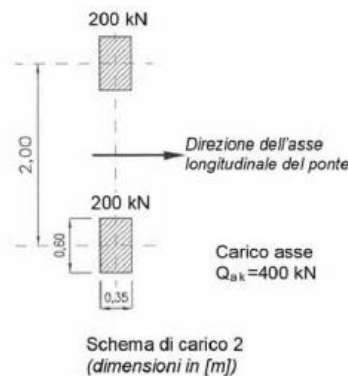
- **Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura 76 (Fig.5.1.2 delle NTC). Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Figura 76 Schema di carico 1

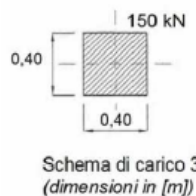
- **Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in figura 77 (Fig.5.1.2 delle NTC). Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

Figura 77 Schema di carico 2

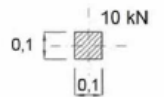
- **Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.



Schema di carico 3 (dimensioni in [m])

Figura 78 Schema di carico 3

- **Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.



Schema di carico 4  
(dimensioni in [m])

- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Il valore di combinazione è invece di  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Schema di carico 5

Figura 79 Schema di carico 5

La normativa impone inoltre che la disposizione dei carichi ed il numero di corsie sulla carreggiata sia determinato di volta in volta in modo da ottenere le sollecitazioni più gravose per la struttura, membratura o sezione considerata.

Nel caso in esame, essendo i marciapiedi protetti, sono stati utilizzati gli schemi 1, 2, 4 e 5, disponendo carichi e corsie secondo diverse posizioni, allo scopo di massimizzare il momento sollecitante ed il taglio nell'impalcato, la trazione nelle catene e lo sforzo normale nell'arco.

Si riportano le disposizioni delle corsie convenzionali utilizzate:

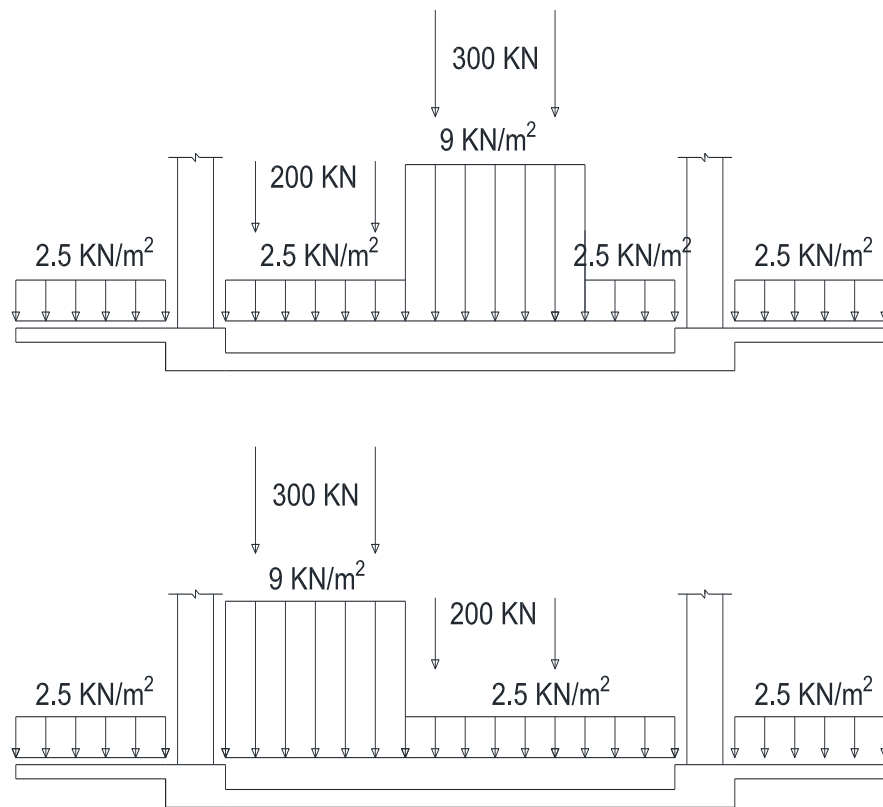


Figura 80 Disposizione corsie convenzionali

Inoltre sono state analizzate le condizioni di carico variabile di traffico agente sull'intero impalcato e su metà impalcato.

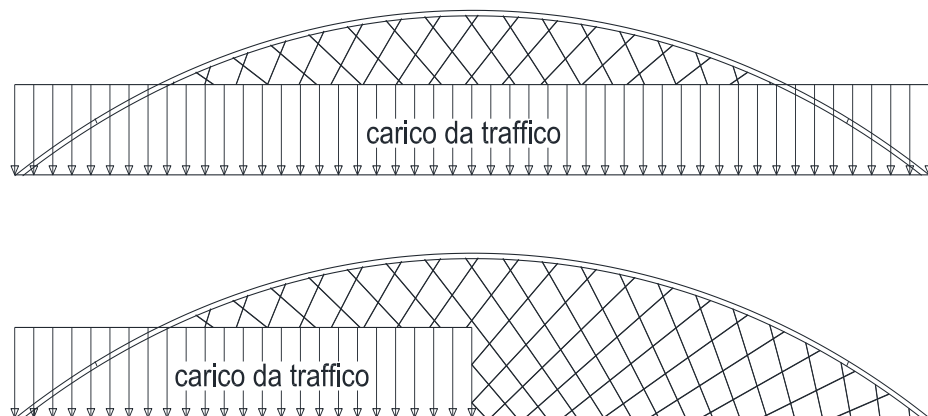


Figura 81 Condizioni di carico totale e parziale impalcato

- Le azioni variabili del vento  $q_5$ , sono state assimilate a dei carichi orizzontali statici diretti ortogonalmente all'asse del ponte, valutate nel rispetto delle prescrizioni del paragrafo 3.3 delle NTC 2008. Tali azioni si considerano applicate sulle proiezioni nel piano verticale delle superfici del ponte direttamente investite e sulla superficie dei carichi transitanti

esposti al vento che convenzionalmente si assimila ad una parete rettangolare continua di altezza 3 m.

Sono state considerate:

$F_{pendini} = 55.05 [N/m]$  forza linearmente distribuita sui pendini;

$F_{arco} = 1376.41 [N/m]$  forza linearmente distribuita sulle travi dell'arco;

$p = 2294.03 [N/m^2]$  pressione uniformemente distribuita sulla proiezione nel piano verticale e sulla parete convenzionale da 3 m;

$p_f = 11.35 [N/m^2]$  azione tangenziale parallela alla direzione del vento uniformemente distribuita sull'impalcato.

- Le azioni sismiche  $q_6$  sono state applicate nelle tre componenti traslazionali (x,y,z); valutate direttamente da programma di calcolo Ascad32 mediante la tecnica dello Spettro di progetto elastico, determinato in funzione: delle coordinate del luogo di ubicazione, della categoria del sottosuolo C, della categoria topografica T1, per un periodo di riferimento di 200 anni.
- Le azioni sui parapetti e sicurvia sono state valutate in base alle prescrizioni del paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2008, in particolare è stato considerato un carico uniformemente distribuito da 1.50 KN/m applicato sul corrimano ad un'altezza di 1.1 m, ed un carico di 100 KN applicato sui montanti dei sicurvia ad un'altezza di 1 m dal piano di marcia.

Le combinazioni delle azioni da considerare sono definite al capitolo 2 delle NTC in modo da garantire la sicurezza in conformità agli Stati limite.

Per quel che riguarda gli stati limite ultimi:

- Combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare le combinazioni della Tabella 5.1.IV delle NTC 2008.

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 26 Tabella 5.1.IV delle NTC 2008 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni allo SLU sono definiti nella tabella 5.1.V delle NTC 2008.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 27 Tabella 5.1.V delle NTC 2008 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni allo SLU

I coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili sono definiti nella tabella 5.1.VI delle NTC 2008

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Tabella 28 Tabella 5.1.VI delle NTC 2008 Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per la determinazione dell'azioni sismiche sono state considerate le masse riferite al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e, trattandosi di ponte in zona urbana, il 20% dei sovraccarichi da traffico, come prescritto al paragrafo 5.1.3.8 delle NTC 2008. I massimi effetti sono stati ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$1 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

### 5.2.5 Analisi di fattibilità

Individuate le azioni e gli schemi di carico, sono stati applicati nel modello di calcolo e valutati gli spostamenti dell'impalcato e le sollecitazioni dell'intera struttura.

In un primo momento è stata analizzata la struttura soggetta alle sole azioni permanenti senza l'applicazione della precompressione nella catena con condizione di vincolo cerniera carrello; quest'analisi ha permesso di determinare lo spostamento orizzontale del carrello e di conseguenza valutare il valore della forza di precompressione  $P = 1050$  [tonnellate] che è in grado di annullare tale spostamento.

Applicata la precompressione nel modello, particolare attenzione è stata prestata alla deformata per effetto del peso proprio con l'obiettivo di determinare lo spostamento massimo verticale dell'impalcato, che è risultato essere pari a 20.5 cm.

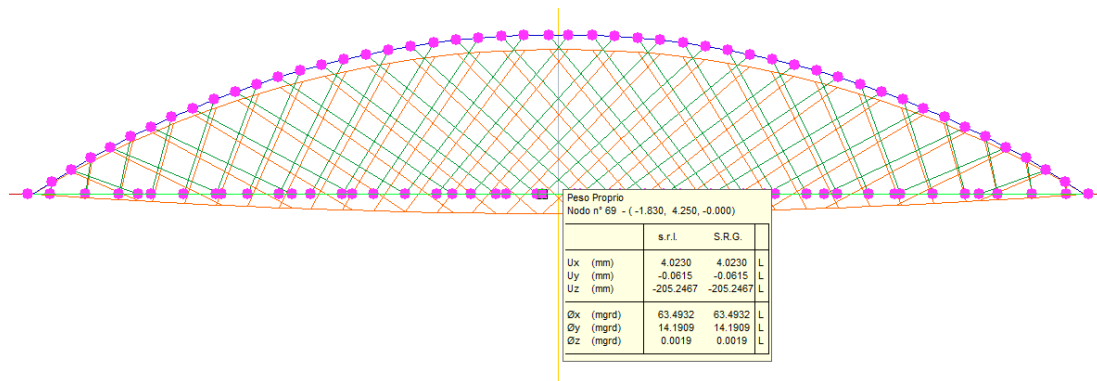


Figura 82 Deformata peso proprio vista 2D

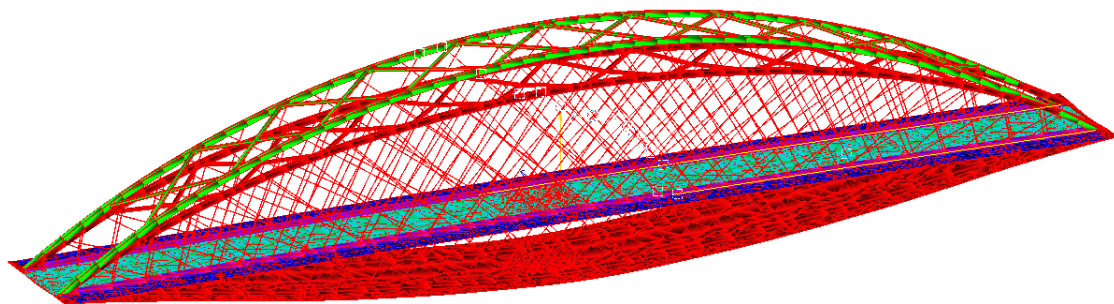


Figura 83 Deformata peso proprio vista 3D

Anche se rispetto alla luce dell'intero ponte (120 m) gli spostamenti dell'impalcato risultano modesti, allo scopo di evitare fenomeni di ristagno dell'acqua piovana, si è cercato un metodo per compensarli e far in modo che ad opera finita vi sia una pendenza tale da consentire il deflusso spontaneo delle acque meteoriche.

L'idea iniziale è stata quella di compensare la deformata mediante l'applicazione di un tiro nei pendini, valutato secondo il metodo "zero displacement method" utilizzato per la costruzione dei ponti strallati. Tale metodo mira alla valutazione delle forze di tesatura dei pendini tali da annullare gli spostamenti in corrispondenza dei punti di ancoraggio dei pendini stessi mediante una procedura iterativa. L'applicazione di questa procedura è risultata inefficace a causa dell'inclinazione elevata dei pendini che produce un problema fortemente non lineare.

Data l'inapplicabilità di questo metodo, è stato deciso di assegnare in fase di costruzione una contromonta iniziale dell'impalcato pari a 40 cm tale da compensare la deformata per effetto del peso proprio ed ottenere il profilo voluto "a schiena d'asino".

Quest'ultima soluzione, data l'altezza ridotta tra l'impalcato e l'alveo, risulta essere applicabile semplicemente prestando attenzione in fase di costruzione alla forma del cassero dell'impalcato.

La variazione di geometria produce delle variazioni sulle sollecitazioni, per questo motivo è stato rimodellato il ponte, valutati gli spostamenti e le sollecitazioni, ed in seguito eseguito calcolo delle armature degli elementi in calcestruzzo armato sempre mediante l'impiego del programma Ascad32.

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni determinanti ai fini delle verifiche degli elementi:

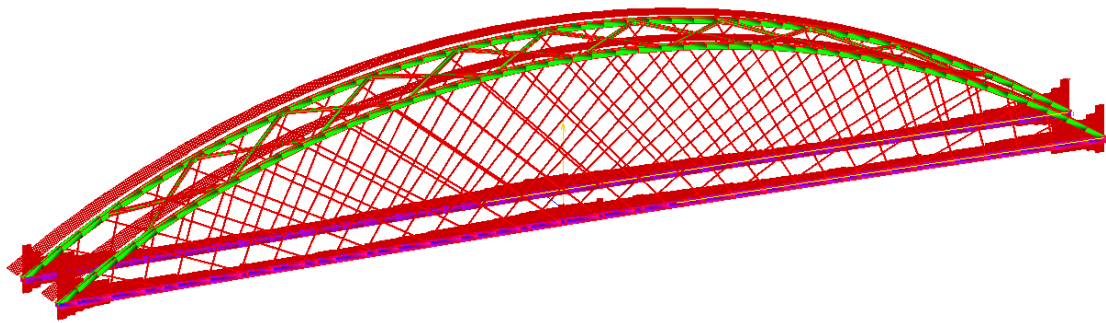


Figura 84 Diagramma sforzo normale N elementi asta

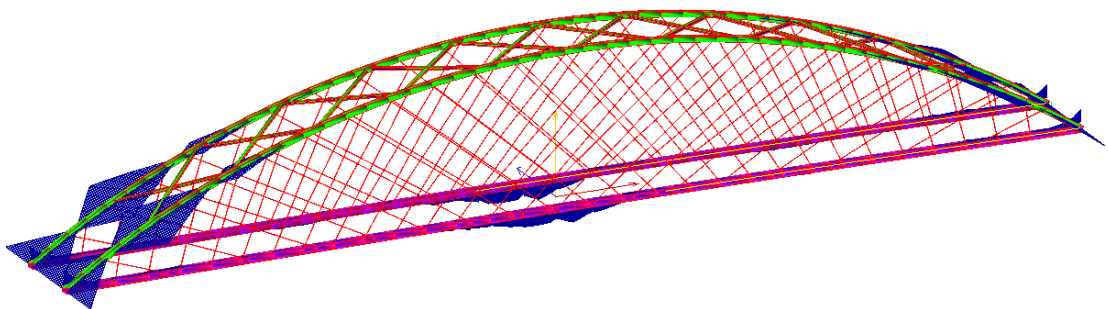


Figura 85 Diagramma momento My elementi asta

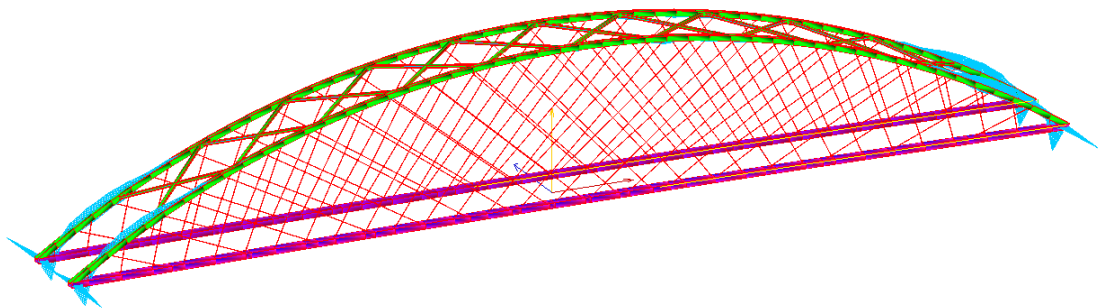


Figura 86 Diagramma momento Mz elementi asta

L'ultimo passo è stato la verifica delle sezioni in acciaio, in particolare sono state eseguite verifiche di resistenza a rottura e verifiche di resistenza all'instabilità.

Tutti gli elementi in acciaio sono stati verificati a taglio ed a presso flessione deviata ad esclusione dei pendini che sono stati verificati a trazione semplice.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso flessione deviata sono state eseguite in base all'equazioni fornite dalla normativa al paragrafo 4.2.4.1.2 e qui riportate:

*Taglio*

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

In cui in assenza di torsione la resistenza a taglio  $V_{c,Rd}$  vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

essendo  $A_V$  l'area resistente a taglio, rispettivamente:

per profili ad I o H caricati nel piano dell'anima:

$$A_V = A - 2 b t_f + (t_f + 2 r) t_f;$$

per profili ad I o H caricati nel piano delle ali:

$$A_V = A - \sum (h_w t_w);$$

per profili rettangolari cavi di spessore uniforme:

$$A_V = A h / (b + h);$$

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per profilati e la larghezza per sezioni cave;

$h$  è l'altezza sezione;

$h_w$  è l'altezza dell'anima;

$t_f$  lo spessore delle ali;

$t_w$  è lo spessore dell'anima;

Nel caso in cui sia verificata la condizione  $V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd}$  si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza.

#### *Presso o tenso flessione biassiale*

Posto  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$

per sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche ed  $n \geq 0.2$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1;$$

per  $n < 0.2$  e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2 cautelativamente la verifica può essere condotta

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

In cui:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{per } n > a$$

Essendo  $M_{pl,y,Rd}$  e  $M_{pl,z,Rd}$  i momenti plastici a flessione semplice rispettivamente nel piano dell'anima e nel piano delle ali, e posto:

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0.5$$

Dove:

$A$  è l'area lorda,

$b$  è la larghezza delle ali,  
 $t_f$  è lo spessore delle ali.

Le verifiche di resistenza all'instabilità degli elementi soggetti a presso flessione deviata sono state eseguite in base all'equazioni fornite dall'eurocodice 3 al paragrafo 5.5.4 e qui riportate:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

nella quale:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \leq 0.9$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta A f_y}{N_{cr}}}$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$$

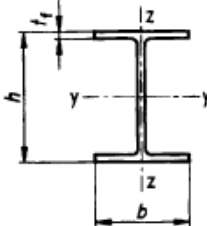
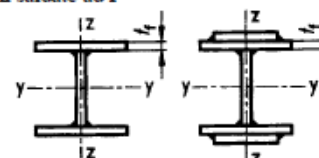

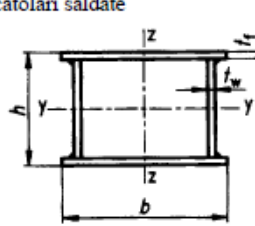

dove:

$\chi_y$  e  $\chi_z$  sono i coefficienti riduzione rispettivamente per gli assi y-y e z-z valutabili da apposite tabelle;

$\beta_{My}$  e  $\beta_{Mz}$  sono coefficienti di momento equivalente uniforme per instabilità flessionale valutati in funzione dell'andamento del diagramma del momento flettente tra i punti controventati.

$\bar{\lambda}$	$\chi$ per curve di instabilità			
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tabella 29 Prospetto 5.5.2 EC3 Coefficienti di riduzione

Sezione trasversale	Limiti	Instabilità attorno all'asse	Curva di instabilità
Sezioni laminare ad I 	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y$ - $y$ $z$ - $z$ $y$ - $y$ $z$ - $z$ $y$ - $y$ $z$ - $z$ $y$ - $y$ $z$ - $z$	a b b c b c d d
Sezioni saldate ad I 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y$ - $y$ $z$ - $z$ $y$ - $y$ $z$ - $z$	b c c d
Sezioni cave 	laminare a caldo profilate a freddo - uso di $f_{yk}^{*)}$ profilate a freddo - uso di $f_{yk}^{*)}$	tutti tutti tutti	a b c
Sezioni scatolari saldate 	In generale (eccettuato quanto sotto) saldature spesse e $b / t_f < 30$ $b / t_w < 30$	tutti $y$ - $y$ $z$ - $z$	b c c
Sezioni ad U, L, T e sezioni piene 		tutti	c

\*) Vedere 5.5.1.4(4) e fig. 5.5.2.

Tabella 30 Prospetto 5.5.3 EC3 Selezione della curva di instabilità per una sezione trasversale

Diagramma del momento	Coefficiente di momento equivalente uniforme $\beta_M$
<p>Momenti all'estremità</p> <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Momenti dovuti a carichi laterali nel piano</p> <p><math>M_Q</math> <math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Momenti dovuti a carichi laterali nel piano più momenti d'estremità</p> <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \max M  \quad \text{dovuto al solo carico laterale}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{per diagramma del momento senza scambio di segno} \\  \max M  +  \min M  & \text{per diagramma del momento con cambio di segno} \end{cases}$

Tabella 31 Figura 5.5.3 EC3 Coefficienti di momento uniforme

Per le sezioni dell'arco le verifiche determinanti sono state quelle relative alla resistenza all'instabilità per combinazione sismica riportate nella tabella a seguire:

	$N_{Ed}$ [Kg]	$M_{y,Ed}$ [Kg/m]	$M_{z,Ed}$ [Kg/m]	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$	Verifica	
Sezione quadrata Scatolare h=600 mm e t=55 mm	1372678	345883	84565	0.81	1.27	1.13	0.95	OK

Sezione HSH 600/684	1285943	238482	36014	0.78	0.91	1.57	0.95	OK
---------------------------	---------	--------	-------	------	------	------	------	----

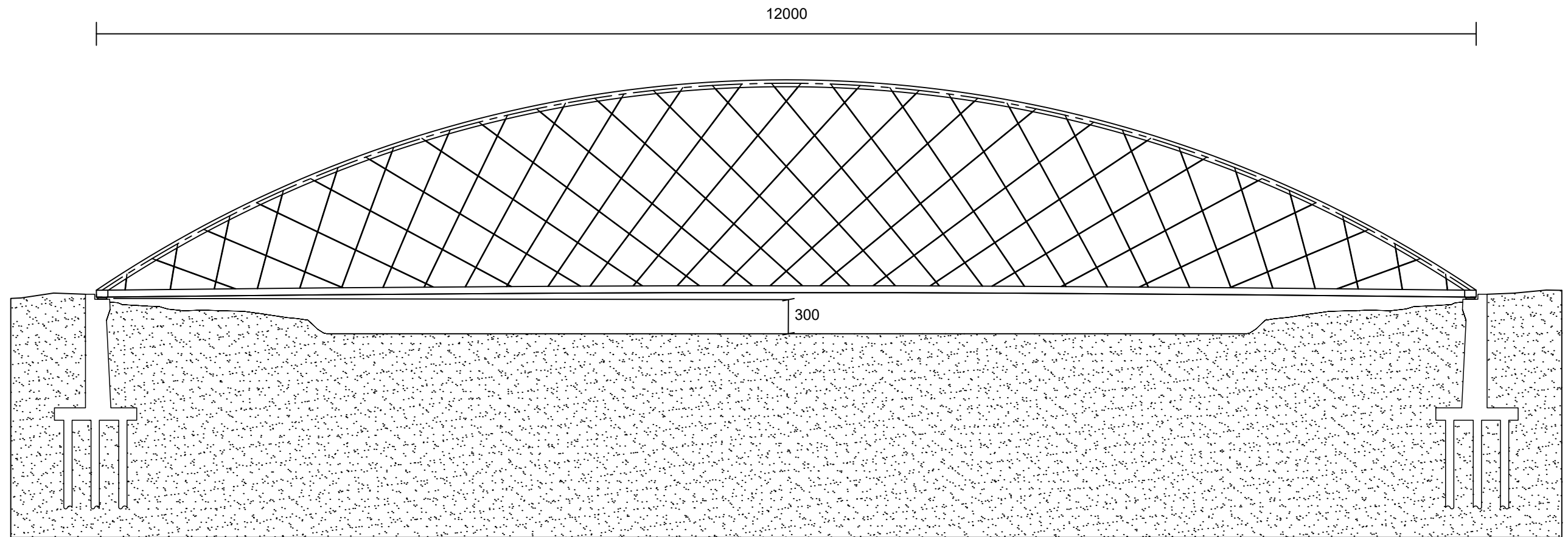
*Tabella 32 Verifica instabilità sezioni arco maggiormente sollecitati*

In seguito è stata eseguita la verifica sulla trazione dei pendini, in particolare è stato confrontato il valore dello sforzo normale massimo agente sul pendino maggiormente caricato ed è stato confrontato con la resistenza massima della fune commerciale scelta ridotta del 50 % per tener conto del fenomeno della rottura per fatica.

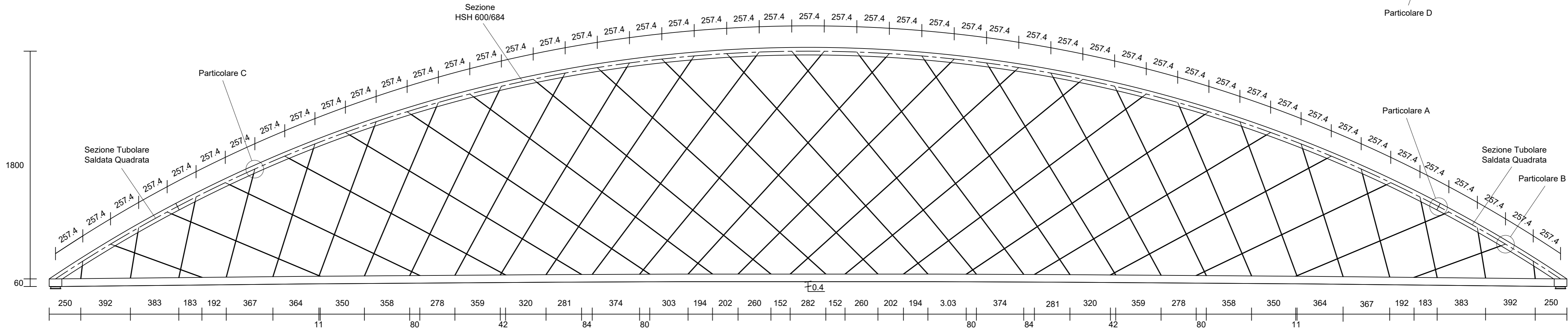
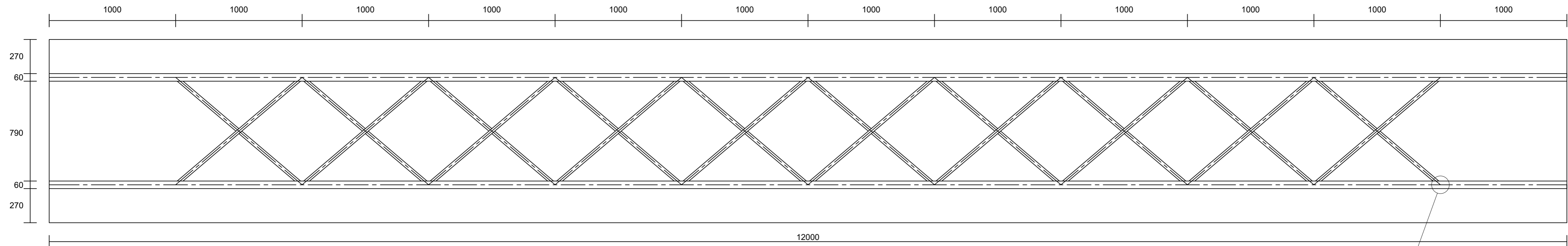
$N_{Ed}$ [Kg]	Diametro Fune Spiroidale [mm]	$N_{Rd}$ [Kg]	Verifica
55110	36	58500	OK

*Tabella 33 Verifica massima trazione pendini*

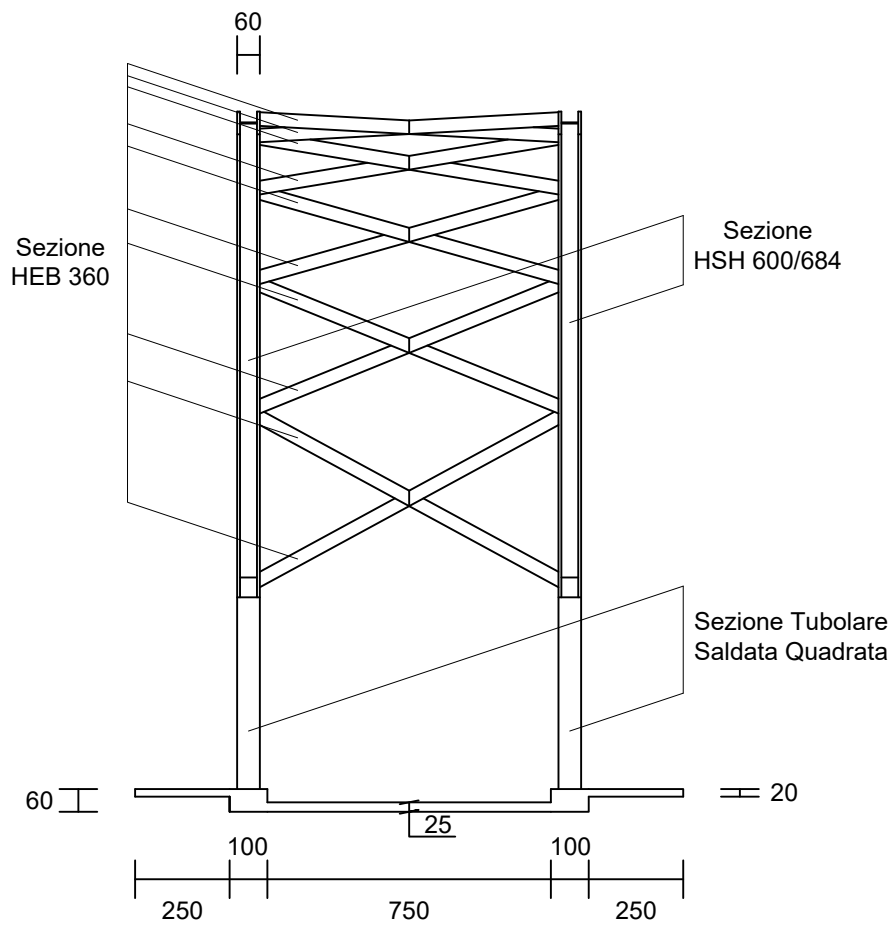
Si riportano nel seguito gli elaborati grafici:



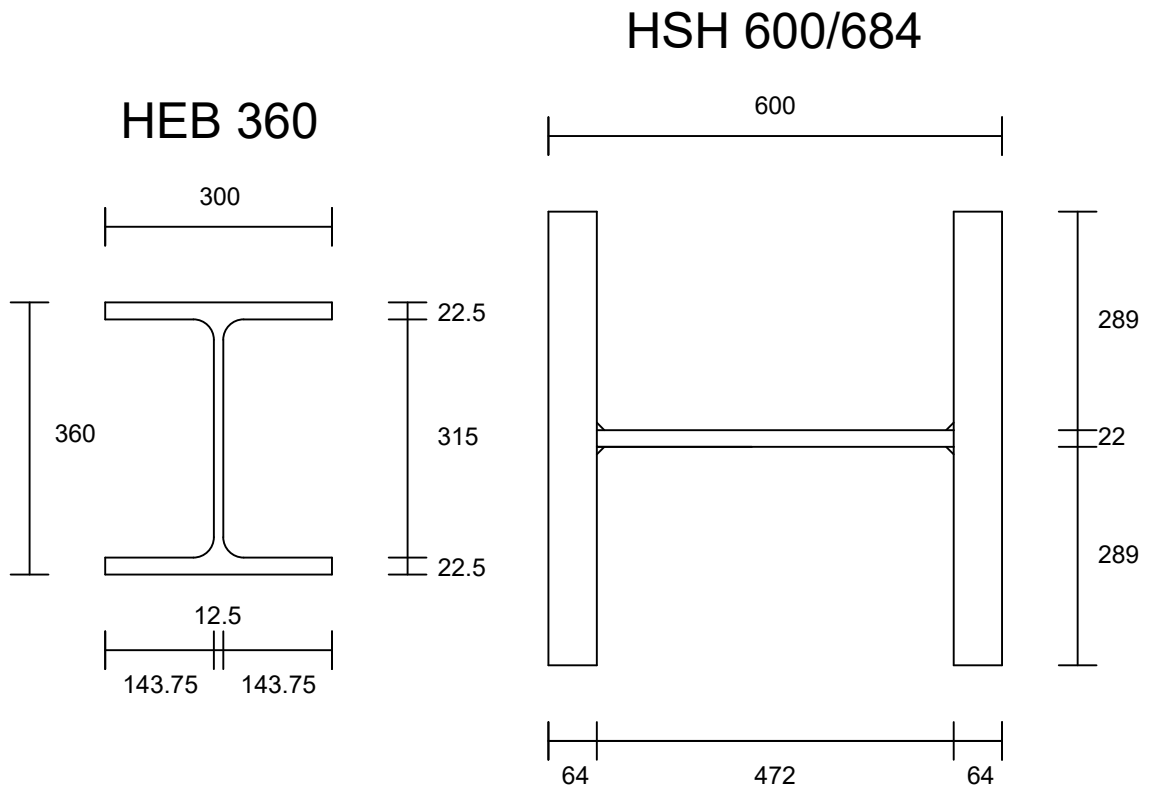
Prospetto Trasversale Scala 1:400



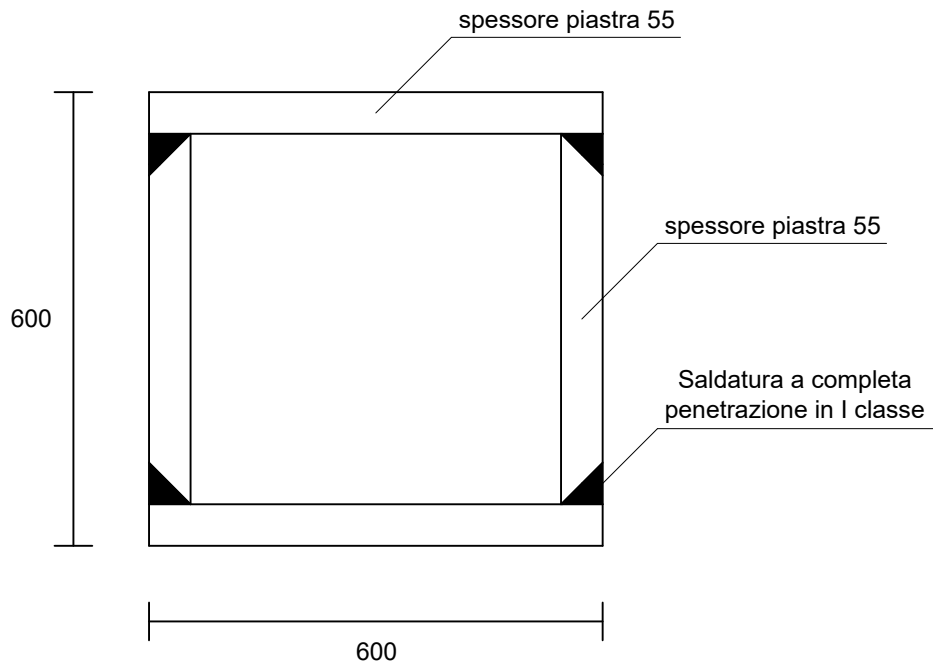
Prospetto Longitudinale e Vista Aerea Scala 1:200



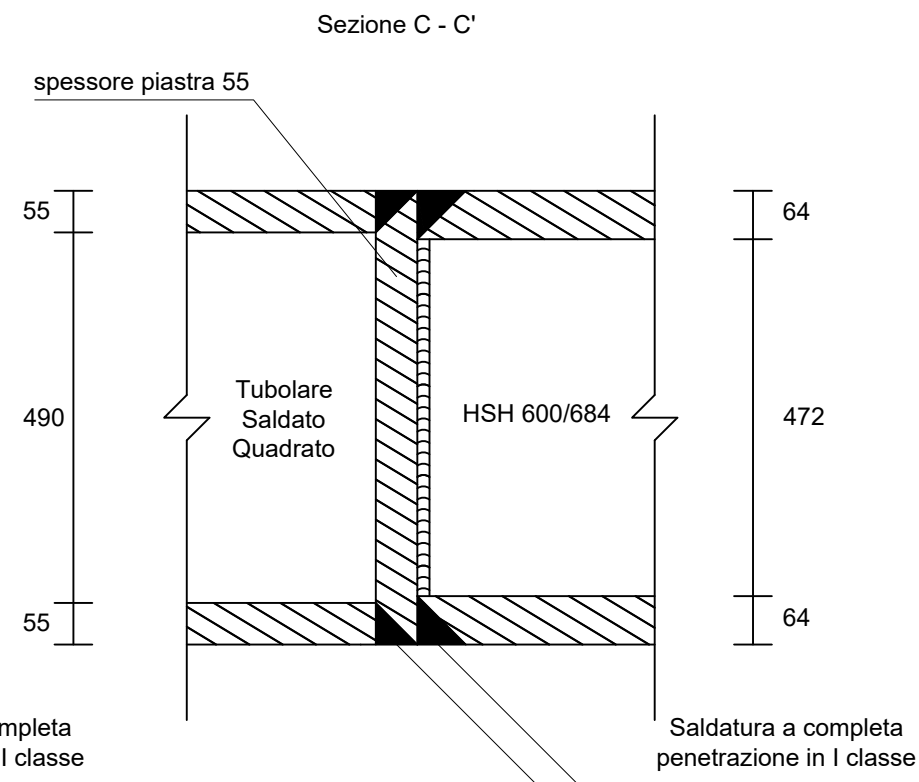
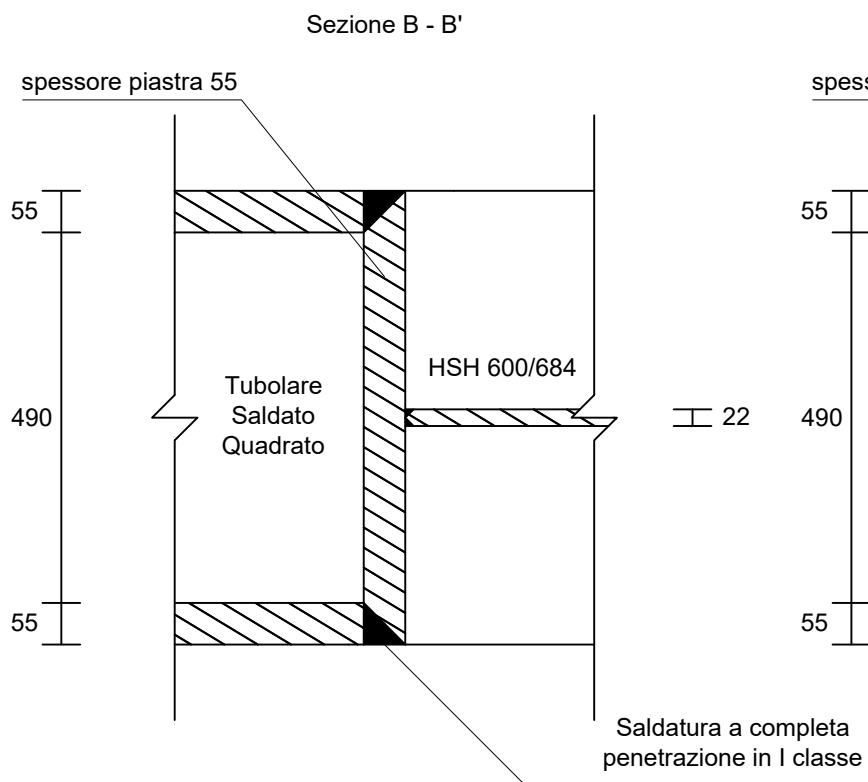
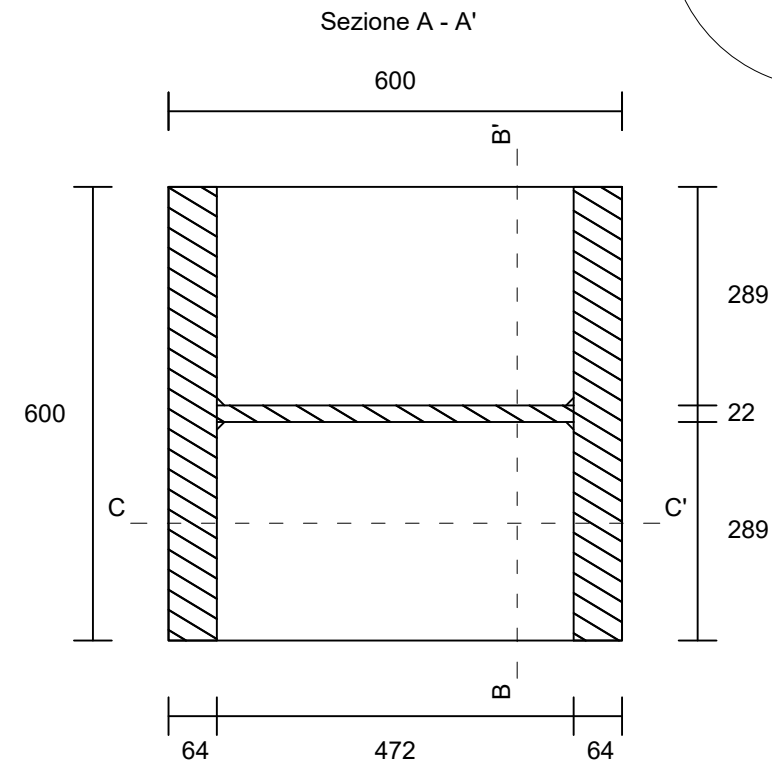
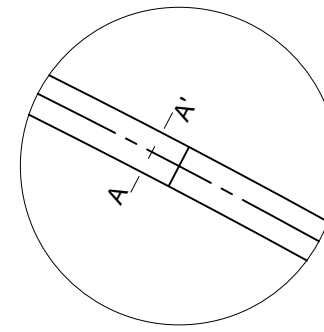
Prospetto Trasversale Scala 1:200



## Tubolare Saldato Quadrato

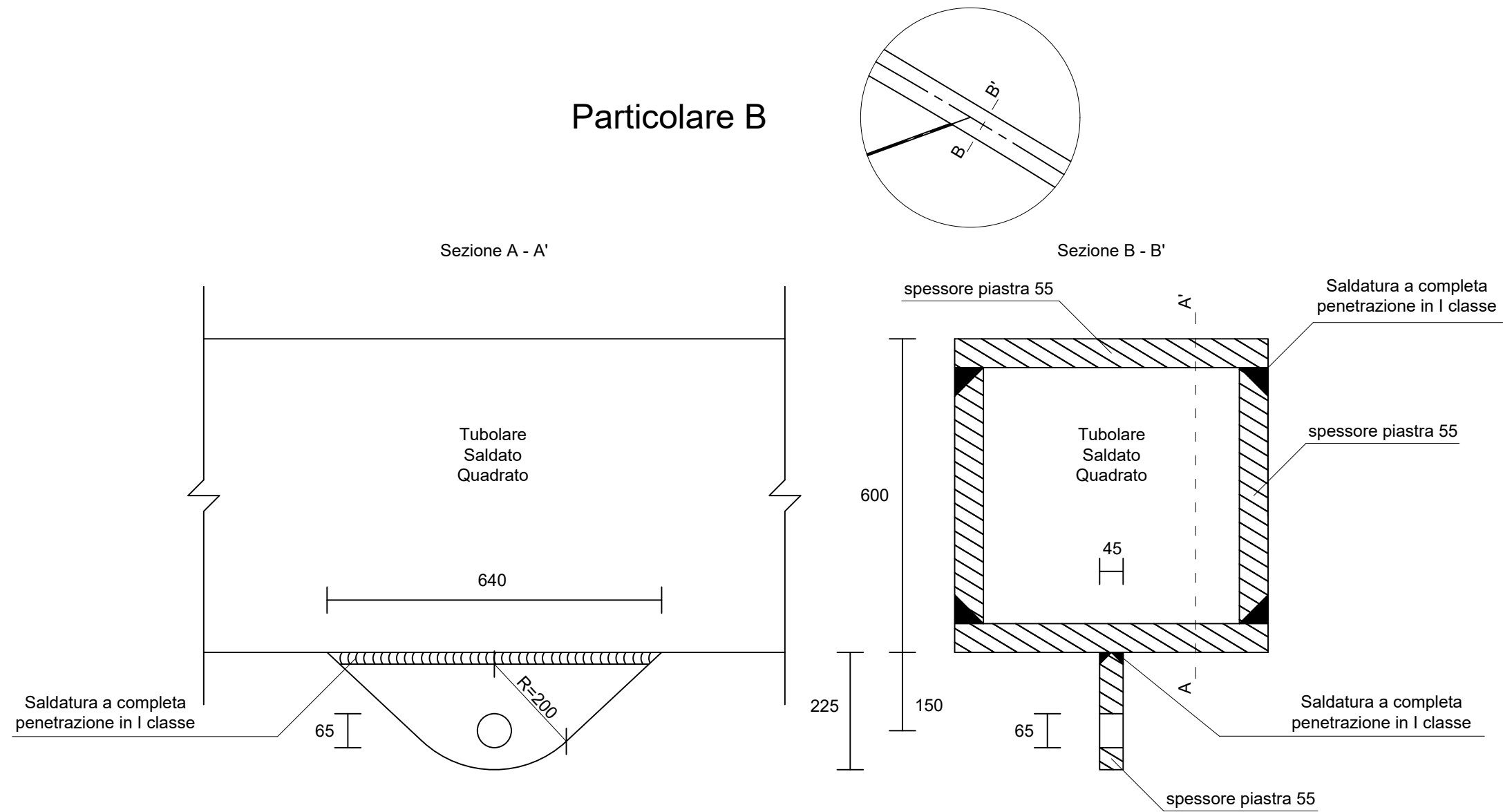


# Particolare A

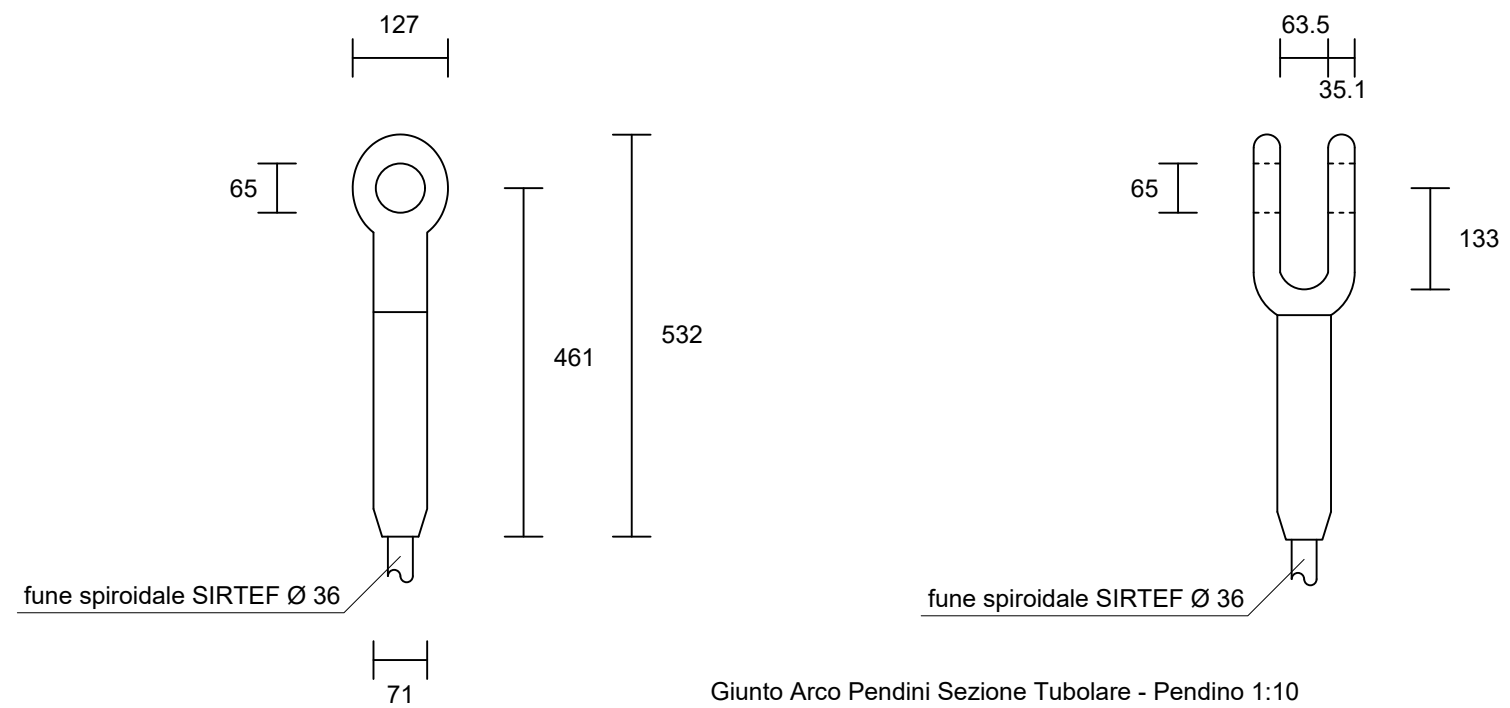


Giunto Arco Sezione Tubolare - HSH 600/684 Scala 1:10

### Particolare B

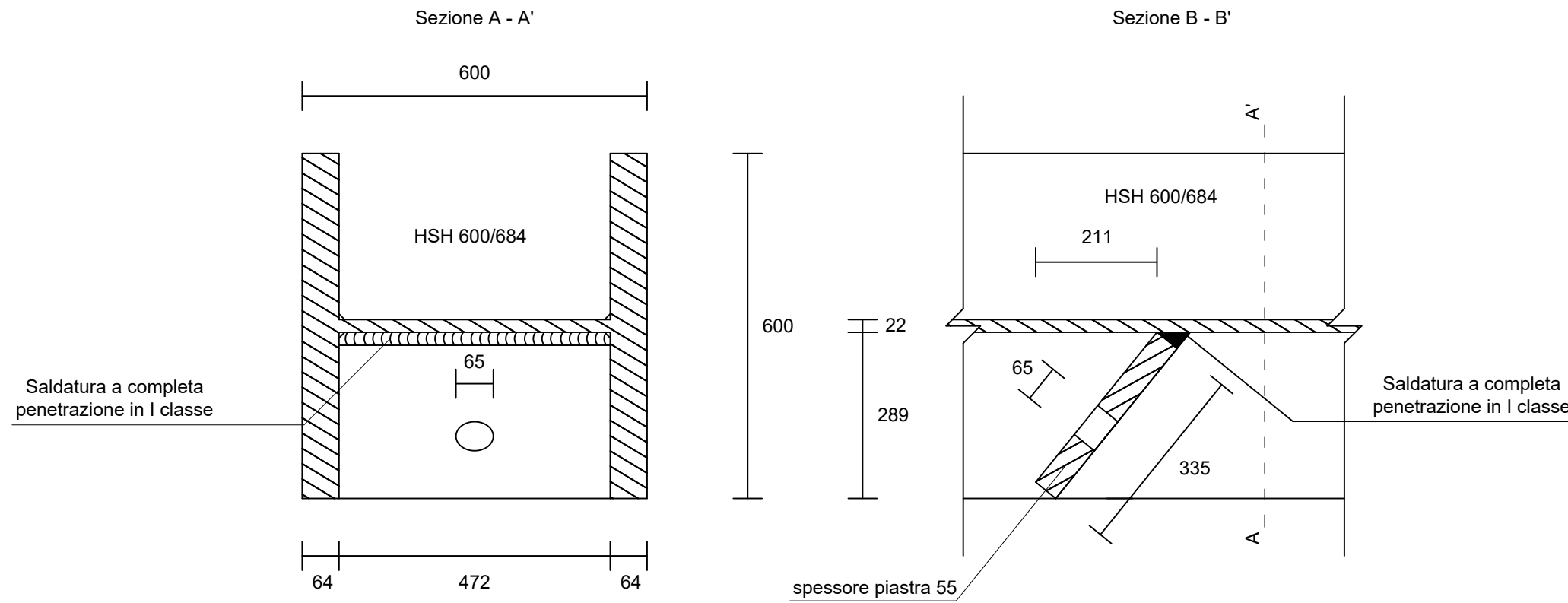
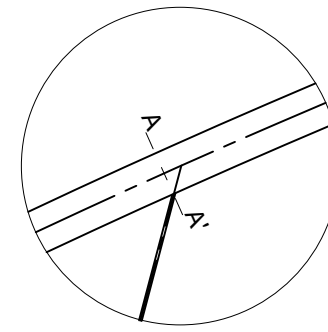


### Capicorda a pressare a forcella SIRTEF

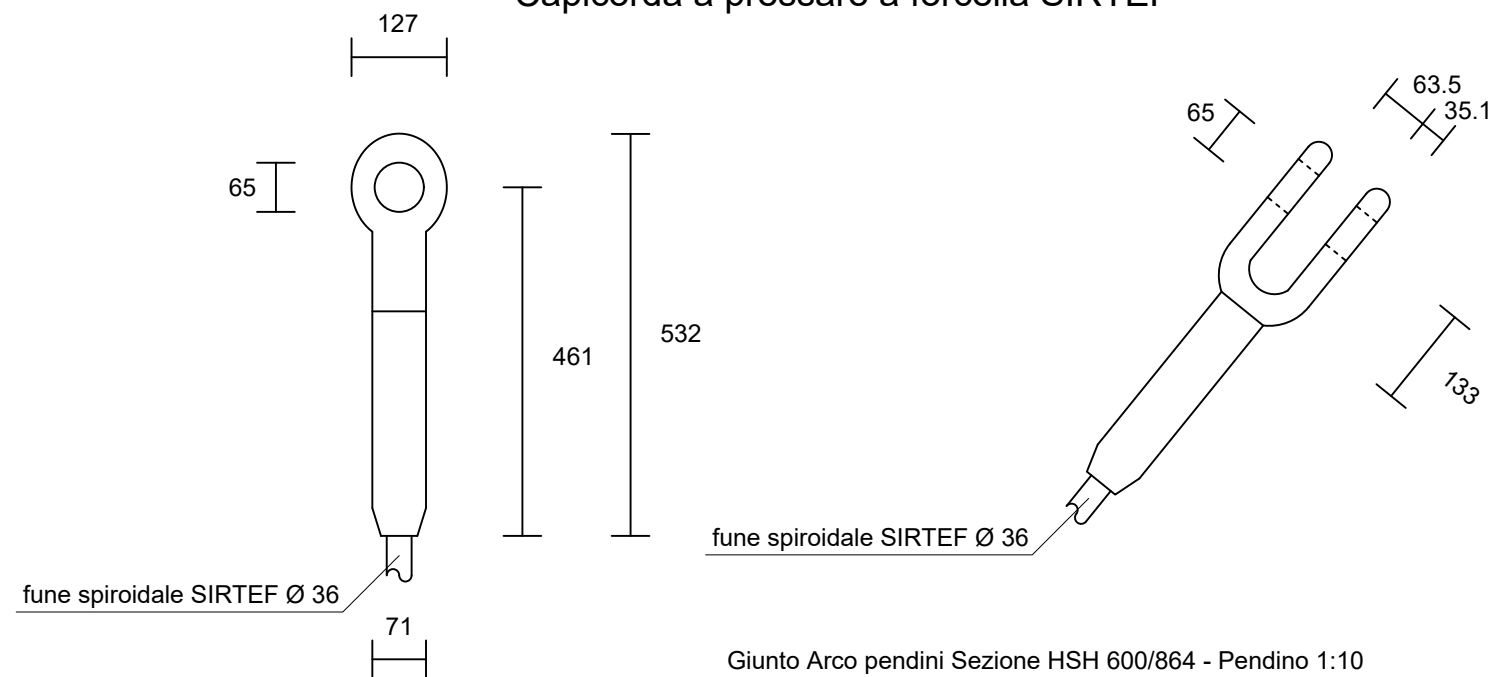


Giunto Arco Pendini Sezione Tubolare - Pendino 1:10

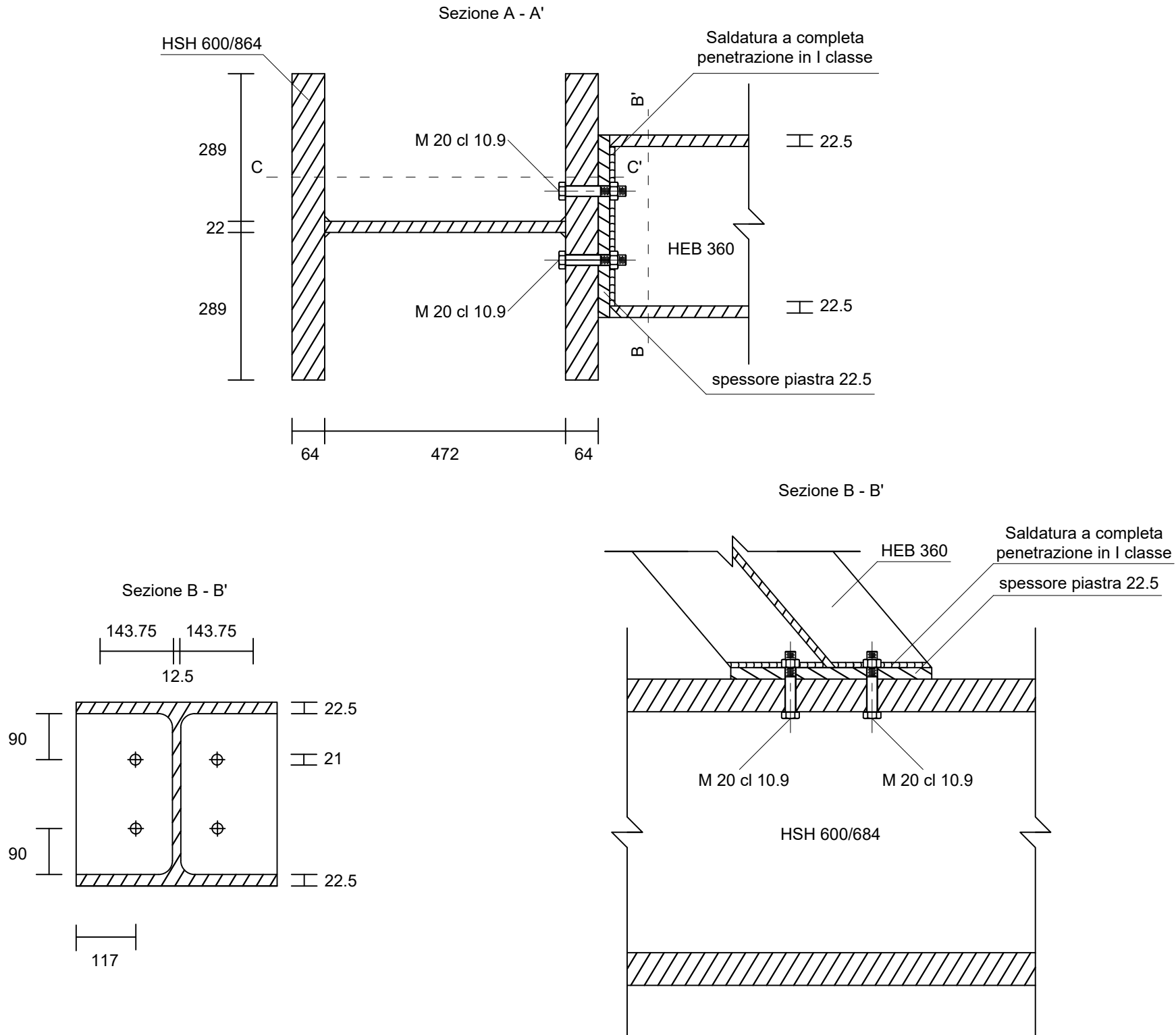
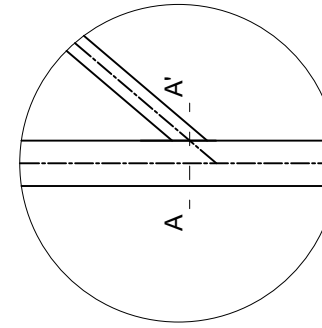
### Particolare C



### Capicorda a pressare a forcina SIRTEF

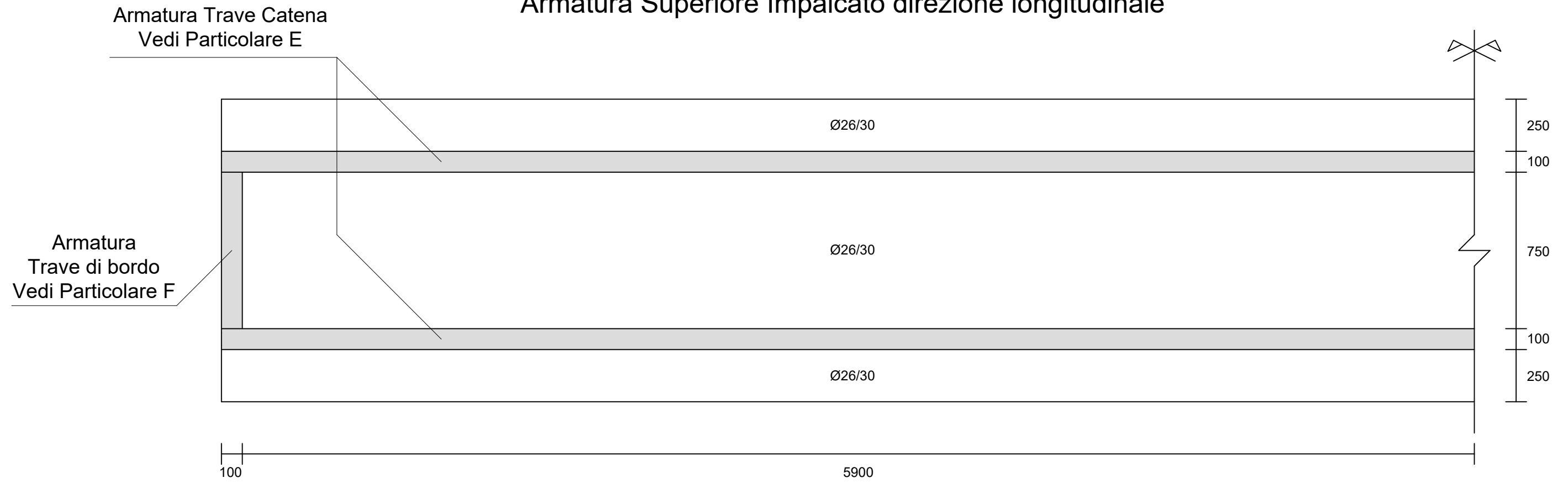


# Particolare D

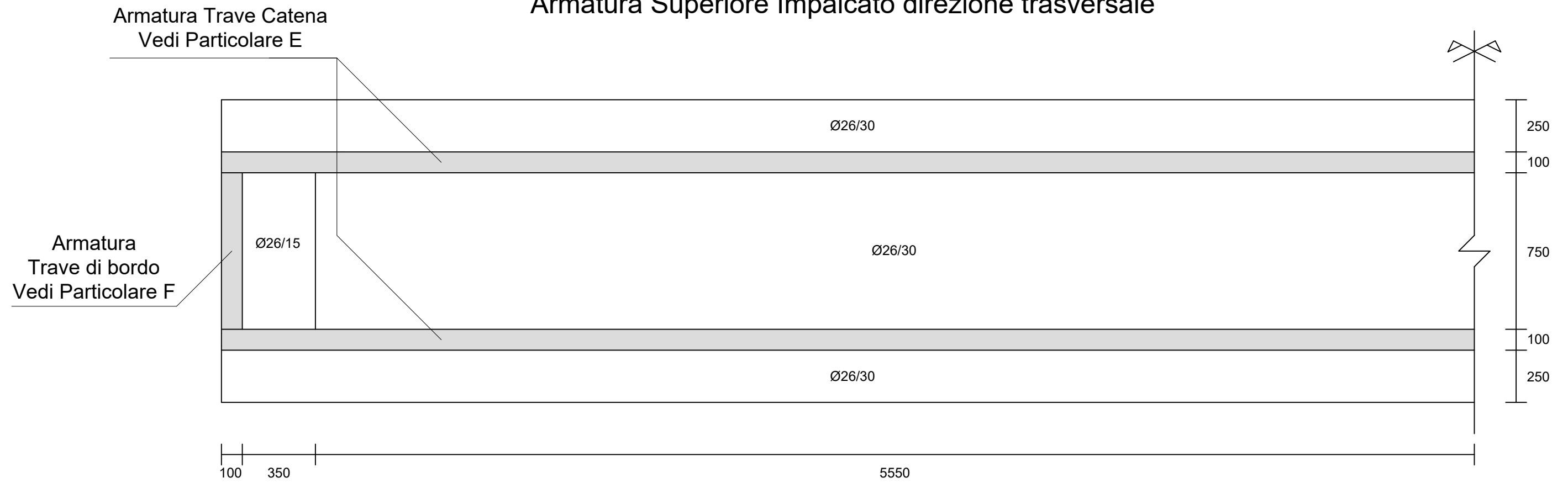


Giunto Arco Controvento HSH 600/684 - HEB 360 Scala 1:10

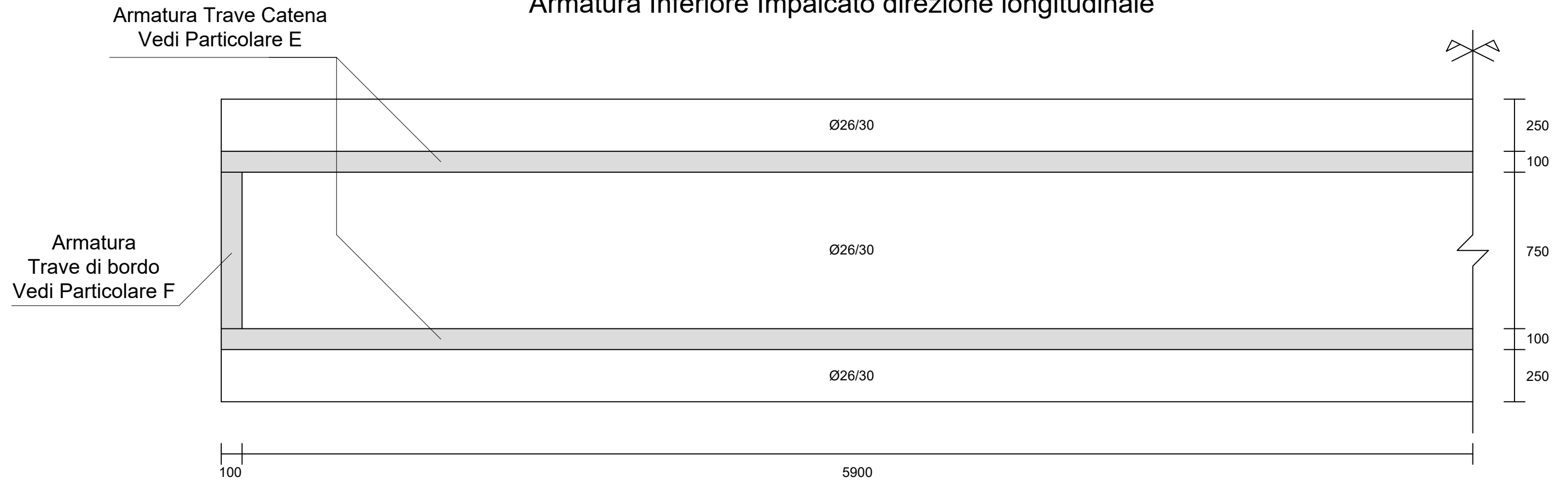
### Armatura Superiore Impalcato direzione longitudinale



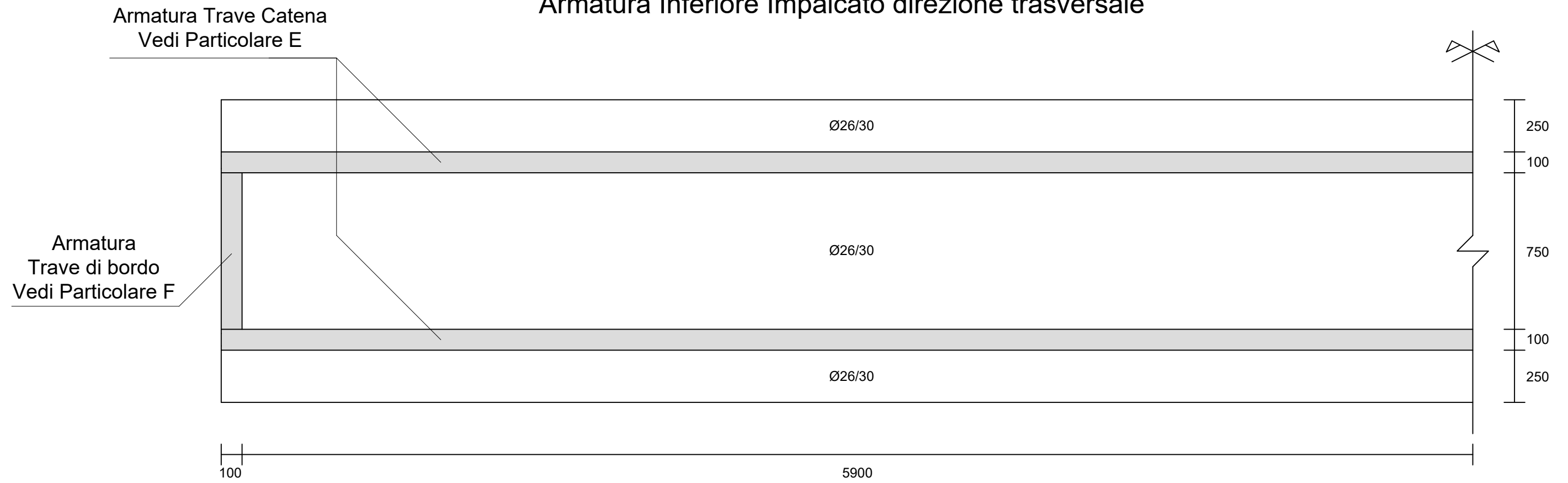
### Armatura Superiore Impalcato direzione trasversale



### Armatura Inferiore Impalcato direzione longitudinale

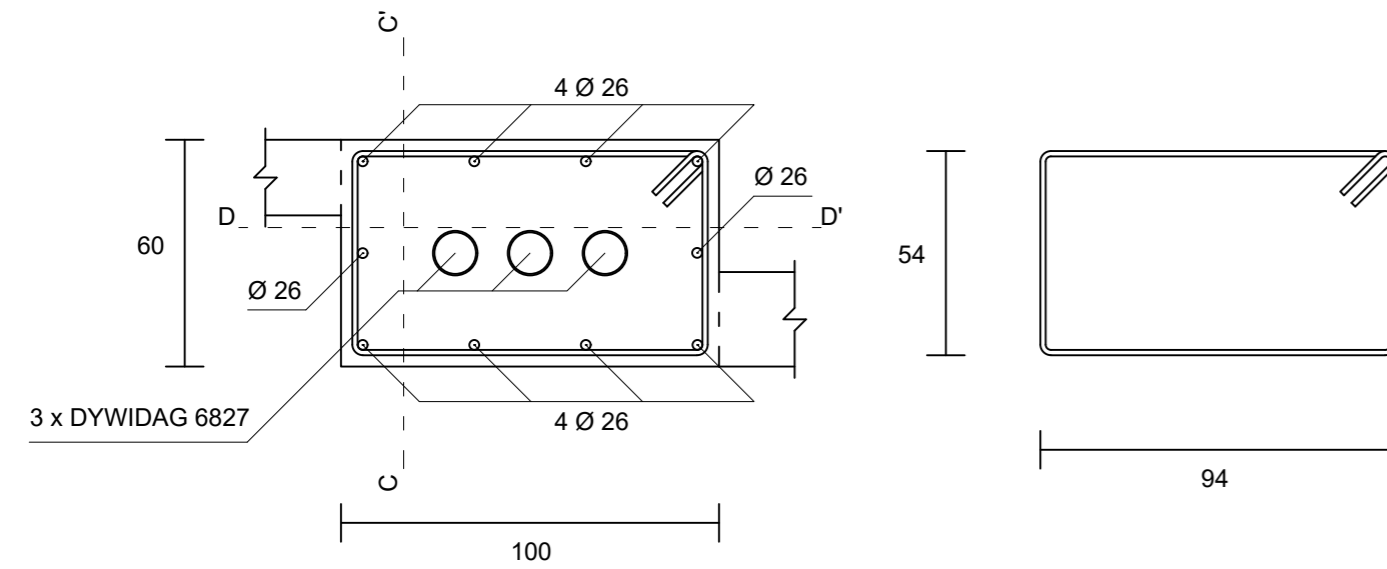


### Armatura Inferiore Impalcato direzione trasversale

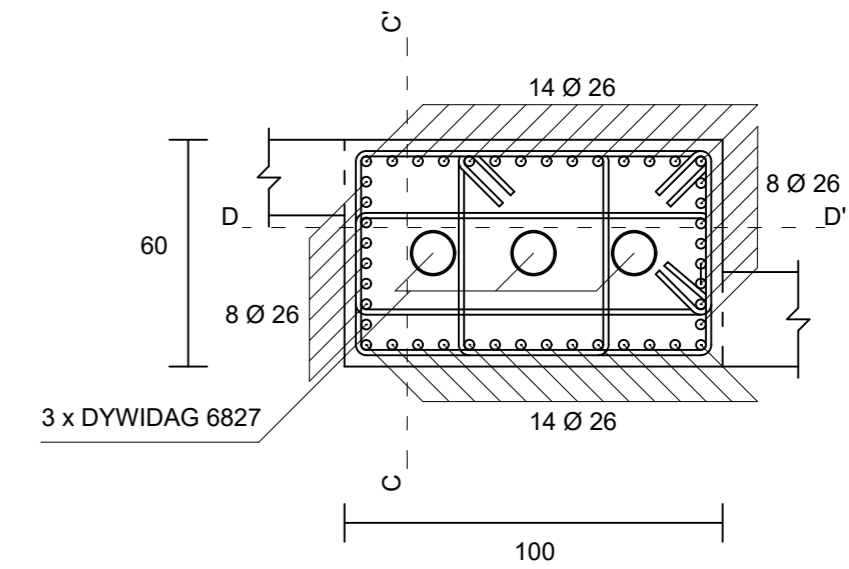


### Particolare E

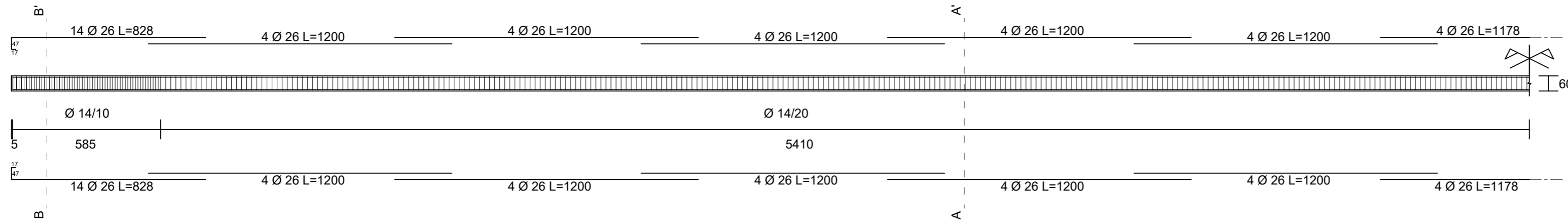
Trave Catena  
Sezione Trasversale A - A'



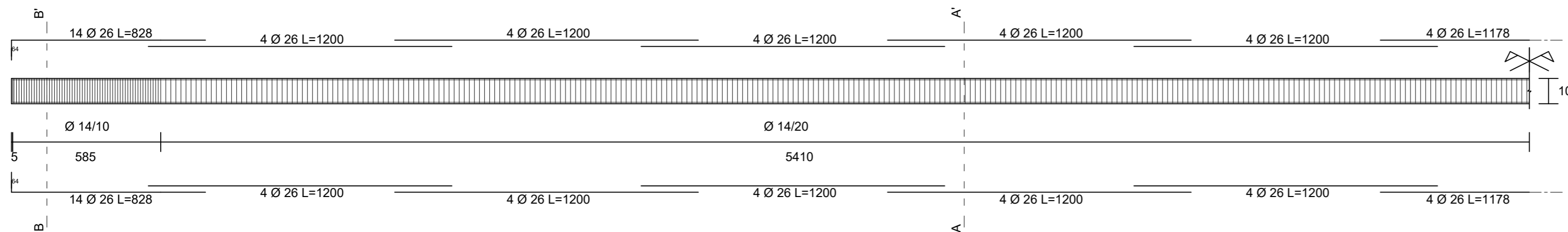
Trave Catena  
Sezione Trasversale B - B'



Trave Catena Sezione Longitudinale C - C'



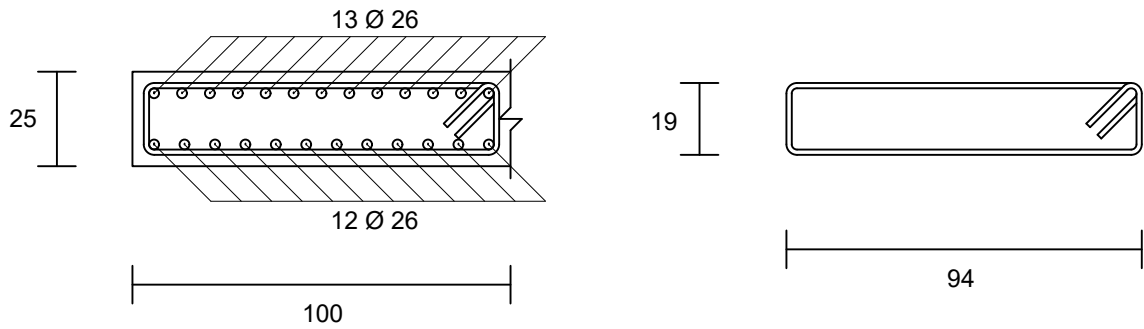
Trave Catena Sezione Longitudinale D - D'



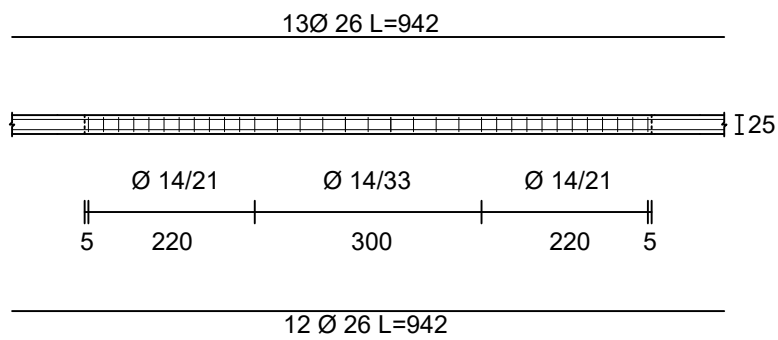
Sezioni Trasversali Trave Catena Scala 1:20  
Sezioni Longitudinali Trave Catena Scala 1:150

## Particolare F

### Trave di Bordo Sezione Trasversale



### Trave di Bordo Sezione Longitudinale



Sezione Trasversale Trave di Bordo Scala 1:20  
Armatura Trave di Bordo Scala 1:100

## 6 CONCLUSIONI

---

Gli ultimi eventi calamitosi che hanno colpito la penisola italiana hanno segnato in maniera importante una svolta nella concezione strutturale degli attraversamenti dei corsi d'acqua. Lo stesso normatore si è visto costretto a porre particolare attenzione all'impiego di elementi verticali portanti dentro l'alveo attivo degli stessi corsi d'acqua. Pertanto il progettista dei ponti si è visto costretto a ripensare la stessa logica dell'attraversamento, ricorrendo a schemi strutturali che prima venivano impiegati solo in casi particolari.

La capacità di superare ostacoli naturali mediante un'unica campata riduce l'interferenza con i corsi d'acqua evitando il restringimento delle sezioni di deflusso, che non solo potrebbe interessare direttamente l'opera d'arte, ma anche e soprattutto le zone limitrofe, mutando la vulnerabilità dei tratti urbanizzati attraversati. Tra le tipologie sicuramente più idonee allo scopo esiste quella del ponte ad arco che negli ultimi anni ha subito dei notevoli miglioramenti rispetto alle proposte di inizio secolo. L'ultima evoluzione di questa tipologia è il Ponte "Network Arch", un ponte ad arco a spinta eliminata avente pendini inclinati incrociati con intersezioni multiple.

La particolare disposizione dei pendini che li caratterizza permette la riduzione delle sollecitazioni flessionali e l'utilizzo di materiali ad alta resistenza; questi effetti permettono di creare ponti con sezioni ridotte dal basso peso proprio e design elegante, che si traduce in una bassa vulnerabilità sismica ed un risparmio economico sia nella realizzazione e manutenzione ordinaria vista la ridotta superficie esposta, che sulle opere accessorie dovuto alla ridotta sezione dell'impalcato che ne permette il collegamento con le strade da servire senza la necessità di costruire ripide rampe d'accesso.

In conclusione per campate fino a 300 m i ponti "Network Arch" oggi rappresentano la soluzione ottimale che combinano design ed efficienza strutturale, in grado di ridurre i costi (di oltre il 45%) e l'impatto ambientale rispetto ai ponti tradizionali.

## 7 BIBLIOGRAFIA

---

Brunn,B./ Schanack,F.: Berechnung einer zweigleisigen Eisenbahn- Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des europäischen Normenkonzeptes, Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, 2003.

Enciclopedia wikipedia "[https://it.wikipedia.org/wiki/Ponte\\_ad\\_arco](https://it.wikipedia.org/wiki/Ponte_ad_arco)".

Ferro V., "La Sistemazione dei bacini idrografici", McGraw-Hill.

Frevert et al. (1955), Soil and water conservation engineering. John Willey and Sons, New York.

Giandotti M. (1934), Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua, "Memorie e studi idrografici" Pubbl. 2 del Servizio Idrografico Italiano, Vol. VIII, 107.

Gumbel E.J. (1941), The return period of flood flows, "Annals of Mathematical Statistics", XII.

Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, <http://hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>.

Indelicato S. (1988) Verifica di modelli di valutazione del rischio idraulico-geologico ed efficacia degli interventi, "Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche" Rapporto 1988, Linea 3.

Kirpich Z.P. (1940), Time of concentration of small agricultural watershed, "Civil Engineering", 10(6). 362.

Kuichling E. (1889), The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous district, "Transactionsof American Society of Civil Engineers", 20.

Maione U. (1977), Le Piene Fluviali, ED. La Goliardica Pavese, Pavia.

Quotidiano online tempostretto, <http://www.tempostretto.it/tags/passarella-torrente-pagliara>.

Penta P., Rasulo G., Rossi F. (1972), Curve di probabilità pluviometriche, "Atti delle Giornate di Studio della I Sezione CIGR", Firenze, 12-16 settembre. Pubblicazione N. 299 degli Istituti Idraulici della Facoltà di Ingegneria, Università di Napoli.

Recupero A., Granata F., "A Mixed Approach For Determination Of Initial Cable Forces In Cable-Stayed Bridges And The Parameters Variability", The Baltic Journal Of Road And Bridge Engineering 2015, vol. 10, no. 2

Soil Conservation Service (SCS) (1972), National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.

Teich S. and Wendelin S. [2001], "Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzeptes", (Comparative Calculation of a Network Arch using Euronorms. In German), Graduation Thesis of the TU-Dresden, 270 pages. A revised version of this graduation thesis is available on the author's home page [home.uia.no/pert](http://home.uia.no/pert) under the button "Masters thesis".

Tveit P. (2011) "About the Network Arch" nella home page <http://home.uia.no/pert> sotto la voce "My Publications".

Tveit P. (2008) "The Network Arch" nella home page <http://home.uia.no/pert> sotto la voce "The Network Arch".

Tveit P. (2009) "Efficient Utilisation of Optimal Network Arches". Atti del quinto "Sumposium on Strait Crossings", Trondheim, Norvegia 21-24 giugno 2009.

Tveit P. (2009b) "Genesis and Development of the Network Arch Concept", "NSBA World steel Bridge Symposium", San Antonio, Texas, 17-20 Novembre 2009.

Tveit P., A. Pipinato, "Il progetto di Ponti di tipo network-arch", *Costruzione Metalliche*, Mar/Apr 2011.

Tveit P. (2010) "Preliminary design. Spans of 93 and 120m" nella home page <http://home.uia.no/pert> sotto la voce "Supplementary Information on Network Arch".

Tveit P. (2010) "Hangernetz optimierung" nella home page <http://home.uia.no/pert> sotto la voce "Supplementary Information on Network Arch".

Viparelli C. (1961), Ricostruzione dell'idrogramma di piena, *Stab. Tip. Genovese*, Napoli, Pubblicazione n. 12 dell'Istituto di idraulica dell'Università di Palermo.

Viparelli C. (1963), Ricostruzione dell'idrogramma di piena, "*L'Energia Elettrica*", 6, 421-428.