

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria delle Costruzioni Civili



TESI DI LAUREA

in

Progetto di Ponti

SOLUZIONE ALTERNATIVA DEL VIADOTTO DELL'ANNUNZIATA
DI REGGIO CALABRIA

RELATORE:

Prof. Ing. Pietro Croce

CANDIDATO:

Latella Giovanni

CORRELATORE:

Dott. Ing. Daniele Lucchesi

10 DICEMBRE 2013

ANNO ACCADEMICO: 2013/2014

“Dedicata a mio nonno

Giovanni Giuffrè (1916-2009)

Nonno esemplare e mio maestro di vita”

RINGRAZIAMENTI

Il mio primo ringraziamento per questo traguardo raggiunto lo devo soprattutto alla mia famiglia che mi ha mantenuto per tutti questi anni, consentendomi di non dover lavorare e quindi di dedicarmi soltanto alla grande piramide di materie che ho dovuto affrontare. Un grazie particolare va a mio padre Francesco per i sacrifici fatti al fine di farmi conseguire questa Laurea in Ingegneria Strutturale ed un ringraziamento non meno importante lo devo a mia madre Anna Maria per avermi cresciuto con tanto amore e sostenuto durante tutta la mia carriera universitaria; e perché no, anche a mio fratello Santo con il quale di andare d'accordo non se ne mai parlato, ma al quale in fondo voglio molto bene.

Ringrazio mia nonna Elena che in ogni sua chiamata al telefono mi diceva: *"tu mbivisti u succu i frutta mi ti teni u cori???"* (espressione in dialetto calabrese).

Ringrazio tutti i miei zii a partire da zio Carmelo che mi ha seguito assiduamente in tutti questi anni e mi ha aiutato nel risolvere numerosi problemi, anche se non di natura universitaria; zia Ninella e zio Bruno persone meravigliose e rispettose sempre a disposizione qualora manifestassi un bisogno; zia Santina e zio Orazio di una simpatia supergalattica e sempre giovanili nel modo di pensare; zio Mimmo (uomo di grande carriera, da me considerato il genio di famiglia) e zia Rosita, zia Tina e zio Giovanni (i poliziotti superpiù) che, anche se nominati alla fine, non sono secondi a nessuno.

Ringrazio zia Maria sempre col sorriso sulle labbra, e zio Giovanni che mi è stato vicino durante l'adolescenza, e che con la sua pazienza mi ha insegnato a pescare.

Ringrazio i miei cugini per le avventure e disavventure trascorse insieme da piccoli: Alessandro, Luca, Federico; e poi quelli che ho visto crescere nel periodo della mia adolescenza Christian, Riccardo, Giovanni e Rosanna.

Ringrazio gli amici che ho conosciuto dentro quest'Università ed in particolare Massimo, Marco ,Salvatore e Francesco che sono stati sempre a mia disposizione. Ringrazio il mio amico Pietro, sempre presente nella mia carriera universitaria, compagno di studi e di elaborazioni teoriche che puntualmente andavano contro le leggi della fisica.

Ringrazio per l'elaborazione di questa tesi il mio relatore Prof. Pietro Croce e l'assistente Ing. Daniele Lucchesi che mi hanno guidato in questo iter permettendomi di saltare il fosso tra mondo universitario e mondo del lavoro (sperando che questi sacrifici vengano ripagati in futuro attraverso la mia carriera lavorativa e professionale).

Sicuramente non dimentico una persona che mi ha riempito il cuore. Ho voluto aspettare fin qui per ringraziarla, perché ho da scrivere qualcosa che rimarrà impressa su questa tesi per l'eternità. Marika, la donna di cui mi sono innamorato e che non ha mai abbassato la sua attenzione nei miei confronti, assidua nei suoi piani d'inseguimento in tutte le sfumature, poichè avevo sempre mille cose da fare, e lei, giustamente, avrebbe voluto sempre starmi vicino. Beh!! dire che la amo tantissimo non è poi così eccessivo, l'amore arriva per tutti, il mio pensavo non arrivasse mai e invece...colpito ed affondato. Volevo anche ringraziare particolarmente la famiglia di Marika che mi ha sempre rispettato, il fantastico padre Giuseppe, sempre prodigo di consigli (ingegnere edile, luminare delle costruzioni in zona sismica), la madre Mariella e la sorellina Ilaria.

Ed infine ringrazio me stesso, per non aver mai ceduto di fronte alle difficoltà, puntando sempre sulla mia caparbietà, sulla mia assiduità nello studio e sulla mia continua curiosità e voglia di conoscere e confrontarmi con problematiche nuove, a volte anche molto complesse.

INDICE GENERALE

SOMMARIO	7
EXECUTIVE SUMMARY	8
CAPITOLO 1: I PONTI STRALLATI	10
1.1 La storia.....	10
1.2 Definizione della geometria	11
1.2.1 Passo degli stralli.....	12
1.2.2 Inclinazione degli stralli	12
1.2.3 Altezza della torre	13
1.3 Scelta dello schema strutturale	13
1.4 Scelta del sistema di sospensione.....	16
1.4.1 Gli ancoraggi.....	17
1.5 Scelta della configurazione del pilone	18
1.6 Scelta dell'impalcato.....	19
1.7 Gli stralli.....	21
1.7.1 Le funi spirroidali.....	21
1.7.2 Cavi ad elementi paralleli.....	22
1.7.3 Guaine e protezioni anticorrosive.....	22
1.8 Problemi dei ponti strallati	23
CAPITOLO 2: MATERIALI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO	26
2.1 Introduzione	26
2.2 Caratteristiche dimensionali dell'opera	26
2.3 Caratteristiche dei materiali utilizzati	30
2.4 Impalcato a struttura mista acciaio - calcestruzzo	31
2.4.1 Le travi in acciaio	32
2.4.2 La soletta in calcestruzzo	32
2.4.5 La connessione.....	32
2.4.6 Le fasi di carico.....	33
2.4.7 Schematizzazione di calcolo.....	33
2.4.8 Ripartizione trasversale dei carichi	35
2.4.8.1 Fattori che influenzano la ripartizione trasversale.....	35
2.4.8.2 Graticci con traversi infinitamente rigidi	36
2.4.8.3 Il calcolo dei coefficienti di ripartizione	37
2.4.8.4 Il metodo degli infiniti traversi infinitamente rigidi.....	38
CAPITOLO 3: AZIONI SUI PONTI STRADALI	39
3.1 Introduzione	39
3.2 Azioni sui ponti stradali	39
3.2.1 Azioni permanenti	39
3.2.2 Deformazioni impresse.....	39
3.2.3 Azioni variabili da traffico	40
3.2.3.1 Schemi di carico.....	41
3.2.3.2 Categorie stradali	41
3.2.3.3 Diffusione dei carichi locali.....	42
3.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3	43
3.2.4.1 Azione centrifuga: q_4	43
3.2.5 Azione di neve, vento: q_5	43
3.2.6 Azioni sismiche: q_6	44
3.2.7 Combinazioni di carico	44
3.2.8 Verifiche di sicurezza	46

3.2.8.1 Verifiche a Danneggiamento.....	47
3.2.8.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione	48
3.2.8.3 Verifiche allo stato limite di deformazione	48
CAPITOLO 4: ANALISI DELLE AZIONI SUL PONTE	49
4.1 Azioni permanenti	49
4.2 Azioni da traffico.....	50
4.3 Azione sismica.....	52
4.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	52
4.3.2 Stati limite e relative probabilità di superamento.....	54
4.3.3 Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.....	55
4.3.3.1 Criteri generali di progettazione.....	58
4.3.3.2 Valori del fattore di struttura	59
4.3.4 Analisi dinamica	60
4.4 Azione del vento	61
4.4.1 Pressione del vento	62
4.4.2 Azione tangente del vento.....	63
4.4.3 Pressione cinetica di riferimento	63
4.4.3.1 Coefficiente di esposizione	63
4.5 Azione da ritiro termico nel calcestruzzo.....	65
4.6 Azione da frenamento.....	66
4.7 Azione centrifuga	67
CAPITOLO 5: MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	68
5.1 Introduzione	68
5.2 Impalcato a sezione mista	68
5.3 Vincoli.....	73
5.3.1 Shock - Transmitters	74
5.3.2 Proprietà dei dispositivi di vincolo dinamico	75
5.4 La definizione degli stralli	77
5.5 Le spalle del ponte	79
5.6 Le corsie di marcia	79
5.6.1 Veicoli e classi veicolari	80
5.7 Gli schemi di carico	81
5.7.1 I casi di carico.....	82
5.7.2 Le combinazioni di carico.....	83
5.8 Risultati ottenuti dalla modellazione.....	84
CAPITOLO 6: PROGETTO DEL PILONE	85
6.1 Progetto dell'armatura a flessione	85
6.1.1 Armatura calcolata in senso longitudinale	88
6.1.2 Armatura calcolata in senso trasversale.....	89
6.1.3 Verifica della sezione a momento flettente.....	89
6.2 Progetto dell'armatura a taglio.....	91
6.3 Progetto della fondazione su pali del pilone.....	93
6.3.1 Pali di fondazione	95
6.3.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali.....	96
6.3.3 Prove di verifica in corso d'opera	98
6.4 Calcolo della portata ultima dei pali	99
CAPITOLO 7: PROGETTO DELLE SPALLE	101
7.1 Spinta dovuta al traffico.....	104
7.2 Frenatura diretta.....	105
7.3 Calcolo della bandiera.....	106

7.4 Verifiche globali della spalla	107
CAPITOLO 8: PROGETTO DELL'IMPALCATO.....	109
8.1 Progetto e verifica delle armature a flessione	109
8.2 Verifica della sezione a taglio.....	111
8.3 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	111
8.4 Verifica delle travate principali.....	112
8.4.1 Calcolo della larghezza collaborante in soletta.....	115
8.4.2 Calcolo di L_e , b_{e1} e b_{e2}	116
8.4.3 Sollecitazioni della trave principale	117
8.4.4 Verifica e dimensionamento delle piolature.....	124
8.4.4.1 Verifica dei pioli allo SLU	126
8.4.5 Dimensionamento e verifica dei collegamenti	126
8.4.5.1 Verifica a taglio dei bulloni sulla piattabanda inferiore.....	127
8.4.5.2 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (piattabanda inferiore)	127
8.4.5.3 Verifica a taglio dei bulloni sulla piattabanda superiore	129
8.4.5.4 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (piattabanda superiore).....	129
8.4.5.5 Verifica a taglio dei bulloni d'anima	130
8.4.5.6 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (anima)	130
8.4.5.7 Verifica della saldatura di collegamento impalcato – strallo.....	131
8.5 Dispositivi di vincolo scelti	133
8.5.1 Connettori idraulici STU (Shock transmitters unit)	137
8.6 Verifica degli stralli	141
8.6.1 Verifica a trazione.....	148
8.7 Verifica dell'impalcato nei confronti del Flutter	148
8.7.1 Condizioni di sensibilità al flutter torsionale.....	149
8.7.2 Condizione di sensibilità al flutter accoppiato flesso-torsionale	150
CAPITOLO 9: COMPUTO METRICO ESTIMATIVO DELL'OPERA	152
9.1 Prezzi unitari dei materiali	152
CAPITOLO 10: STUDIO DEL MONTAGGIO DEL PONTE.....	154
10.1 I metodi di costruzione dei ponti in acciaio	154
10.2 Metodo di montaggio misto.....	155
10.3 Rappresentazione grafica delle fasi di montaggio del ponte	155
CONCLUSIONI	158
BIBLIOGRAFIA	160

SOMMARIO

Obiettivi e scopi:

- 1) Valutazione tecnico - economica riguardante la realizzazione dell'opera;
- 2) Progettazione strutturale e verifiche degli elementi costituenti il ponte oggetto di tesi;
- 3) Redazione delle tavole grafiche esecutive;
- 4) Studio delle fasi di montaggio dell'opera;
- 5) Inserimento dell'opera nel contesto ambientale di riferimento.

Descrizione:

Nella presente tesi si vuole proporre una nuova soluzione di fronte a quella già esistente, rappresentata da un ponte in c.a.p. composto da travi prefabbricate della lunghezza di 27 m cadauna, per un totale sviluppo del ponte di 250 m in curva. Il ponte in esame ha un raggio di curvatura di 352,00 m. L'opera oggetto di studio è situata nella Provincia di Reggio Calabria e rappresenta il Viadotto del Torrente Annunziata. Quest'opera è stata realizzata con qualche errore progettuale, non tenendo conto lo spazio necessario per il sollevamento tramite martinetti idraulici delle travate, per cui gli appoggi sono a ridosso della pila, inoltre il ponte ha subito fenomeni di degrado ambientale dovuto essenzialmente alle acque piovane che infiltrandosi dai giunti di pavimentazione hanno corroso qualche cavo di precompressione, questo è un fenomeno da tenere a bada per le strutture in precompresso perchè mette a serio rischio la vita della struttura e si possono sviluppare dei crolli immediati senza dare segnale di cedimento strutturale. La soluzione che in questa tesi viene proposta riduce il numero delle pile esistenti a fronte di due antenne che supporteranno i carichi verticali dell'intera struttura, si studierà la soluzione strallata in curva, soluzione che da qualche tempo sta prendendo piede anche in Italia. L'Italia infatti conta di pochi ponti strallati, questo non è dovuto alla sismicità del luogo ma all'usanza tradizionalista e sicuramente anche a motivi di carattere economico. I terremoti su queste strutture hanno effetti modesti in virtù dell'alto periodo di oscillazione che presentano i ponti strallati e sospesi in particolare, quindi si collocano nella zona meno influente dello spettro di risposta. Il progetto è articolato nelle seguenti fasi:

- Analisi delle azioni che interessano la struttura;
- Modellazione della struttura al SAP 2000 v.14 Advanced;
- Dimensionamento della struttura con le sollecitazioni ricavate dall'analisi strutturale;
- Redazione degli elaborati grafici contenenti gran parte dei disegni esecutivi dell'opera.

Per quanto riguarda le caratteristiche del ponte strallato sarà composto da impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, dotato di irrigidimenti trasversali costituiti da travi a doppio T in sezione piena. Il pilone sarà ovviamente fondato su pali per via delle forti compressioni che ci saranno sulle fondazioni, è impensabile fondare superficialmente una struttura con questi ordini di grandezza, le sezioni del pilone saranno cave, per alleggerire il peso degli stessi e per essere ispezionabili durante il corso degli anni per verificare l'integrità degli stessi e degli altri organi strutturali come gli stralli che saranno ancorati tramite cassoni in acciaio ammarati nel getto di calcestruzzo. Si rappresenta sotto l'immagine del Viadotto del Torrente Annunziata oggetto di studio:



Figura 1: Viadotto del Torrente Annunziata in Provincia di Reggio Calabria

Conclusioni:

Il progetto è stato completato per ciò che riguarda la parte strutturale, non si sono fatte valutazioni di impatto ambientale, la presenza dei piloni non influisce in alcun modo al flusso d'acqua della fiumara dell'Annunziata, mentre con la precedente struttura, una delle pile cadeva proprio a ridosso dell'alveo, con conseguenti problemi di scalzamento alla base della fondazione che può far sorgere fenomeni di cedimento. Nel suo complesso l'opera si presenta di un bell'aspetto estetico.

EXECUTIVE SUMMARY

Objectives and scopes:

- 1) Rating technical - economical concerning the realization of the work;
- 2) Structural design of cable-stayed bridge;
- 3) Creation of drawings with construction details outbuildings.

Description:

In this thesis is to propose a new solution in front of the existing one, represented by a bridge in cap composed of prefabricated beams of the length of 27 m each, for a total development of the bridge of 250 m in the curve. The bridge in question has a radius of curvature of 352 m. The work object of study is located in the Province of Reggio Calabria and is the Viaduct of the stream which passes Annunziata on the A4 motorway. This work has been carried out with some design fault, not taking into account the space needed for lifting by hydraulic jacks of the girders, so the supports are close to the stack, also the bridge has suffered environmental degradation mainly due to stormwater that infiltrate the joints of flooring eroded some of prestressing cable, this is a phenomenon to be kept at bay for

prestressed concrete structures because it puts at risk the life of the structure and can be developed without giving immediate collapse of the signal of structural failure. The solution that is proposed in this thesis reduces the number of existing piles in front of two pillars that bear the vertical loads of the whole structure, we will study the solution guyed cornering, a solution that is catching on for some time in Italy. In fact, Italy has a few cable-stayed bridges, this is not due to seismicity to the custom of the place but traditionalist and certainly to economic reasons. The earthquakes on these structures have modest effects by virtue of the high period of oscillation that have the cable-stayed bridges and suspended in particular are placed in the last area of the response spectrum. The project is divided into the following phases:

- Analysis of the action involving the structure;
- Modeling of the structure to Advanced Sap2000 v.14;
- Dimensioning of the structure with the stresses obtained from structural analysis;
- Preparation of drawings containing most of the drawings of the work.

Regarding the characteristics of the cable-stayed bridge will consist of a deck section mixed steel-concrete. Bridge abutments will be founded on the rock, as you can see in the figure below the embankment to be incurred will be modest because it is a mountain range and thus is not an artificial detected but is itself made up of rocks of metamorphic origin. The pylon will obviously be founded on piles due to the strong compressions that there will be on the foundations, it is unthinkable to establish a structure superficially with these orders of magnitude.

Conclusions:

The project was completed as regards the structural part, have not had to environmental impact assessments, the work could create some problems for the height of the piers that reach the height of 88 m above sea level, the presence of the pylons does not affect in any way the water flow into the broad stream of the Annunziata, while with the previous structure, one of the stacks fell right next to the riverbed, causing problems undermining the base of the foundation that can give rise to subsidence phenomena. As a whole the work is an aesthetic appeal.

CAPITOLO 1: I PONTI STRALLATI

1.1 La storia

L'impiego di funi inclinate per sorreggere una trave rettilinea è antichissimo potendosi citare ad esempio le navi egiziane che avevano il picco superiore della vela sorretto da una serie di funi vegetali: gli stralli. Nel campo dei ponti le origini sono probabilmente da ricercarsi nei ponti levatoi dei castelli medievali che erano sorretti da catene. Il primo esempio di realizzazione di cui si ha notizia in occidente è una passerella pedonale di 33,5 metri di luce costruita in Inghilterra, anche se fin dal 1617 si ha una interessante proposta del geniale architetto Faustus Verantius per un ponte sorretto da una catena disposta secondo una parabola più altre catene parallele inclinate. Il primo studio teorico sui ponti strallati fu probabilmente quello di C.J.Loscher di Friburgo nel 1874, autore anche di un progetto di struttura in legno in figura sotto, mentre un'altra proposta di sostenere l'impalcato con barre di acciaio linate ed ancorate ad una torre venne dal francese Poyet nel 1821.

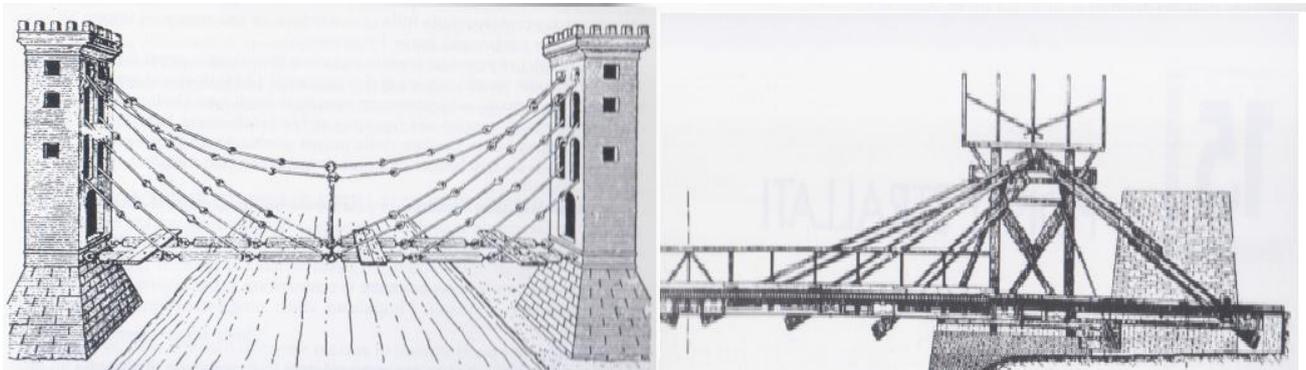


Figura 2: Ponte in legno descritto da Loscher

Le origini dei ponti strallati moderni sono quindi antiche almeno quanto quelle dei ponti sospesi, anche se questi ultimi si sono enormemente diffusi nell'ottocento e nei primi del novecento mentre i ponti strallati sono rimasti praticamente congelati fino al 1950 circa. Ciò fu dovuto al crollo del ponte dell'abbazia di Dryburgh, sul fiume Tweed in Scozia di 79 metri di luce. Il collasso, provocato da un forte vento pochi mesi dopo la costruzione (15 Gennaio 1818), fu analizzato da Navier che in un celebre rapporto decretò l'inaffidabilità di questo schema statico e la superiorità dei ponti sospesi. Purtroppo i fatti parvero dargli ragione poiché nel 1824 vi fu un crollo di un altro ponte di 78 metri di luce, sul fiume Saale in Germania, dovuto al sovraccarico eccessivo della folla che assisteva ad una regata: vi furono 50 vittime e ciò rese ancora più grave l'insuccesso. A parte alcuni cospicui esempi (il ponte Whealing sopra il fiume Ohio e il ponte sopra il Niagara del 1855) dovuti al grande progetto di Roebling, il quale evidentemente operando negli Stati Uniti non risentiva dei condizionamenti negativi del rapporto di Navier, bisogna arrivare al 1955 per fare il primo ponte strallato della nuova generazione: lo Stromsund, in Svezia progettato da Dischinger con una campata centrale metallica di 183 metri sorretta da 4 stralli. Il diffondersi di questi ponti, inizialmente tutti in acciaio, si ebbe intorno agli anni 60' in Germania quando fu necessario ricostruire un grande numero di attraversamenti del Reno distrutti dalla guerra. Le esigenze di navigabilità imponevano luci libere di 150 – 300 metri e questo schema si rivelò il più competitivo, ciò anche perché esso permette la costruzione a sbalzo senza bisogno di sostegni intermedi in quanto l'impalcato viene progressivamente sorretto dagli stralli. Attualmente i ponti strallati in acciaio vengono ritenuti i più competitivi per luci medie 200 – 400 metri. Ciò sembrerebbe dare ragione a chi sostiene la superiorità dei ponti strallati anche per luci di 1000 – 1500 metri in quanto essi sono meno deformabili e meno soggetti a fenomeni di instabilità aeroelastica rispetto ai

ponti sospesi, unico schema finora impiegato sulle grandi luci. Nel campo dei ponti strallati in calcestruzzo va citato come primo esempio il ponte canale progettato da Torroja a Tempul, in Spagna, che risale al 1925. Una ampia diffusione di questi ponti in c.a.p. è venuta dal 1960 in poi ad opera del grande Progettista italiano Riccardo Morandi a cui si devono le più interessanti opere in questo settore. Nel campo del precompresso i ponti strallati appaiono oggi competitivi nell'ambito delle luci medie, cioè 150 – 300 m, pur avendosi già realizzazioni con luci fino a 400 metri. Nelle figure sotto riportate sono indicate le luci dei ponti strallati nei diversi decenni, e i ponti strallati più significativi:

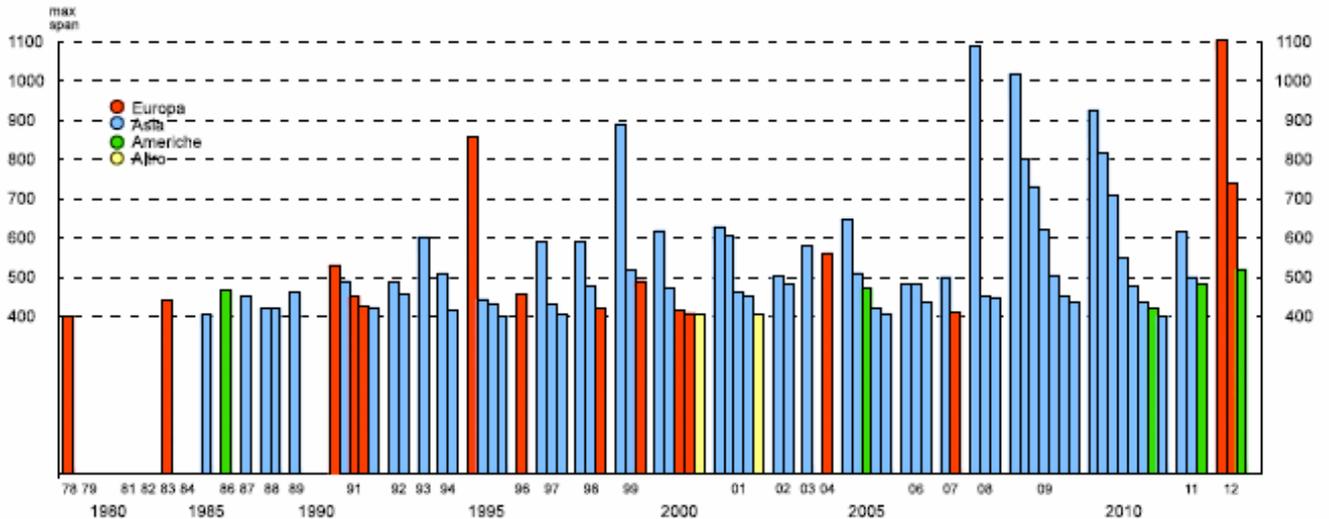


Figura 3: Sviluppo delle luci dei ponti strallati con il passare degli anni

1	Millau Viaduct	204	342	342	342	342	342	204
2	Rio-Antirion Bridge	286	560	560	560	286		
3	Russky Island Bridge	384	1104	384				
4	Sutong Bridge	300	1088	300				
5	Stonecutters Bridge	289	1018	289				
6	Erqi Yangtze River Bridge	180	616	616	180			
7	Zolotoy Rog Bridge	330	737	330				
8	Incheon Bridge	260	800	260				
9	Tatara Bridge	164	890	258				
10	Shanghai Yangtze River Bridge	258	730	258				
11	Ting Kau Bridge	127	448	475	127			
12	Meiko-Chuo Bridge	290	590	290				
13	Third Nanjing Yangtze Bridge	255	648	255				
14	Second Nanjing Yangtze Bridge	246	628	246				
15	Qingzhou Bridge	250	650	250				
16	Edong Bridge	85	926	85				
17	Xupu Bridge	242	590	242				
18	Jintang Bridge	218	620	218				
19	Anqing Bridge	265	510	265				
20	Tsurumi Tsubasa Bridge	255	510	255				

Figura 4: Luci delle campate principali dei ponti strallati più famosi al mondo

1.2 Definizione della geometria

La definizione della geometria di un ponte strallato è il primo passo di un lungo iter costellato da ripetuti cambiamenti dovuti a fattori che si presentano con le varie fasi del progetto, questo perché il progetto di un ponte strallato, così come

di molte altre strutture, è legato a fattori economici costruttivi e negli ultimi anni anche estetici. Soprattutto quest'ultimo è spesso prevalente sugli altri. Qui vengono riportati dei metodi, molte volte dedotti dall'esperienza maturata con ponti strallati realizzati in passato, che permettono di definire alcune grandezze essenziali per poter dimensionare il ponte.

1.2.1 Passo degli stralli

Nei primi ponti strallati erano utilizzati pochi stralli con ampi spazi, es. Ponte Maracaibo in Venezuela, Polcevera a Genova realizzati da R. Morandi, il che portava ad avere grandi sforzi nei cavi i quali chiedevano complicati congegni di ancoraggio nonché spessori notevoli dell'impalcato per la grande distanza che c'era fra i pochi cavi. Attualmente si utilizzano molti stralli con spazi molto più ridotti. I vantaggi dell'utilizzo di una strallatura diffusa sono:

- Il grande numero di supporti elastici che porta a moderate flessioni longitudinali dell'impalcato sia durante la costruzione che in esercizio, rendendo possibile l'utilizzo di semplici ed economici metodi di costruzione;
- Cavi di diametro più piccolo rispetto a strutture con stralli concentrati, il che semplifica la loro installazione, il loro ancoraggio e soprattutto la loro sostituzione;
- La possibilità di poter utilizzare impalcato sottili con enormi vantaggi dal punto di vista dell'instabilità aerodinamica.

Il passo degli stralli è generalmente mantenuto costante, orientativamente 6 – 15 metri, ma potrebbe decrementare andando dal pilone verso la parte centrale in modo che le forze non siano molto differenti tra uno strallo e il successivo.

1.2.2 Inclinazione degli stralli

L'altezza del pilone influenza molto la rigidità del sistema strutturale, infatti con l'aumento dell'inclinazione del cavo diminuisce la tensione nello stesso, oltre che non linearità e gli sforzi nell'impalcato. L'inclinazione degli stralli può essere messa in relazione con l'abbassamento del nodo che funge da collegamento tra l'impalcato e lo strallo più inclinato. Su tale grafico si vede che l'inclinazione ottimale dei cavi è 45° ma può variare nel ragionevole limite 25° - 65°. In figura sotto possiamo notare quanto detto:

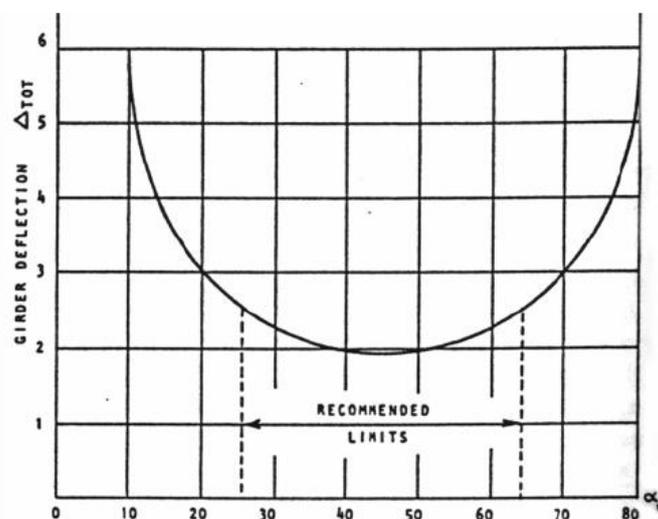


Figura 5: Grafico dell'inclinazione ideale degli stralli

I bassi valori dell'angolo di inclinazione corrispondono ai cavi esterni, mentre i valori più alti corrispondono ai cavi più vicini al pilone.

1.2.3 Altezza della torre

L'altezza della torre come funzione della lunghezza $N \cdot a$ dei pannelli può essere espressa da:

$$H = N \cdot a \cdot \tan 25^\circ = 0,465 \cdot N \cdot a$$

Dove : N = numero delle campate che insistono fra la torre e lo strallo più inclinato.

Più in generale possiamo scrivere: $H = L_c \cdot \tan 25^\circ$ tale relazione ci fornisce l'altezza minima della torre al di sotto della quale sarebbe opportuno non andare. Rappresentiamo le lunghezze in figura:

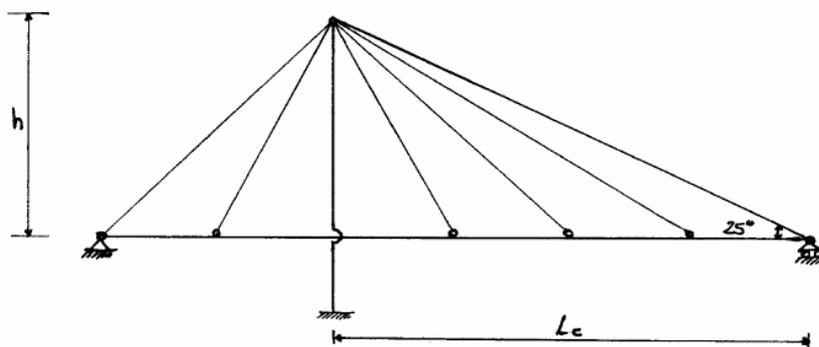


Figura 6: Altezza minima del pilone funzione della lunghezza d'impalcato

1.3 Scelta dello schema strutturale

Gli schemi strutturali tipici dei ponti strallati possono suddividersi in due categorie fondamentali che si differenziano sostanzialmente soprattutto nei riguardi del comportamento statico, mentre la loro differenziazione formale è legata alla disposizione geometrica degli stralli, precisamente:

1. Schema con stralli ad arpa;
2. Schema con stralli a ventaglio.

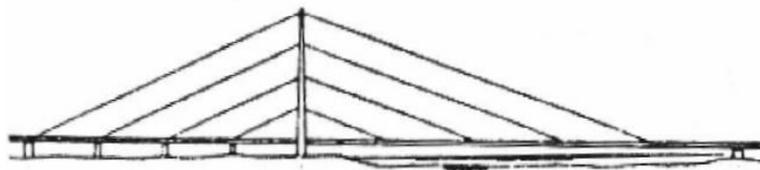


Figura 7: Schema ad arpa



Figura 8: Schema a ventaglio

In merito alla natura dei vincoli esterni ed interni della struttura, gli esterni di ogni strallo si possono ipotizzare delle cerniere, senza però che queste costituiscono degli snodi delle membrature cui fanno capo. Dal punto di vista statico, considerando due ponti strallati: ad arpa uno e a ventaglio l'altro di uguale caratteristiche geometriche, il ponte ad arpa in duce nell'impalcato uno sforzo normale doppio rispetto a quello a ventaglio. Supponiamo che il passo Δ fra gli stralli sia piccolissimo, considerando lo schema a ventaglio si ha:

$$\frac{q \cdot dx}{dN} = \tan \alpha = \frac{H}{L-x}$$

$$\frac{q \cdot (L-x) \cdot dx}{H} = dN \quad dN = \frac{q}{H} \cdot (L-x) \cdot dx \quad N = \int_0^x \frac{q \cdot L}{H} - \frac{q \cdot x}{H} dx$$

$$N = \frac{q \cdot L \cdot x}{H} - \frac{q \cdot x^2}{2H} \quad N_{\max}(x=L) = \frac{q \cdot L^2}{H} - \frac{q \cdot L^2}{2H} = \frac{q \cdot L^2}{2H}$$

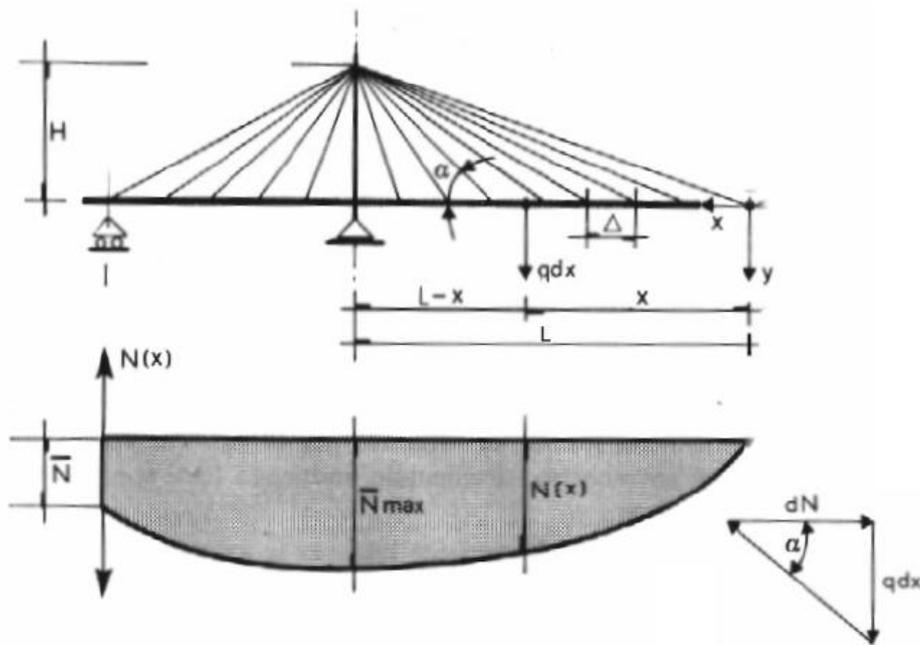


Figura 9: Reazioni dello schema a ventaglio

Dunque dopo una serie di passaggi troviamo l'espressione finale dello sforzo normale che deve incassare l'impalcato:

$$N_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{2H}$$

Per lo schema ad arpa, si ha invece:

$$\frac{q \cdot dx}{dN} = \tan \alpha = \frac{H}{L} \quad \frac{q \cdot L \cdot dx}{H} = dN \quad dN = \frac{q \cdot L}{H} dx \quad N = \int_0^x \frac{q \cdot L}{H} dx$$

$$N = \frac{q \cdot L \cdot x}{H} \quad N_{\max}(x=L) = \frac{q \cdot L^2}{H}$$

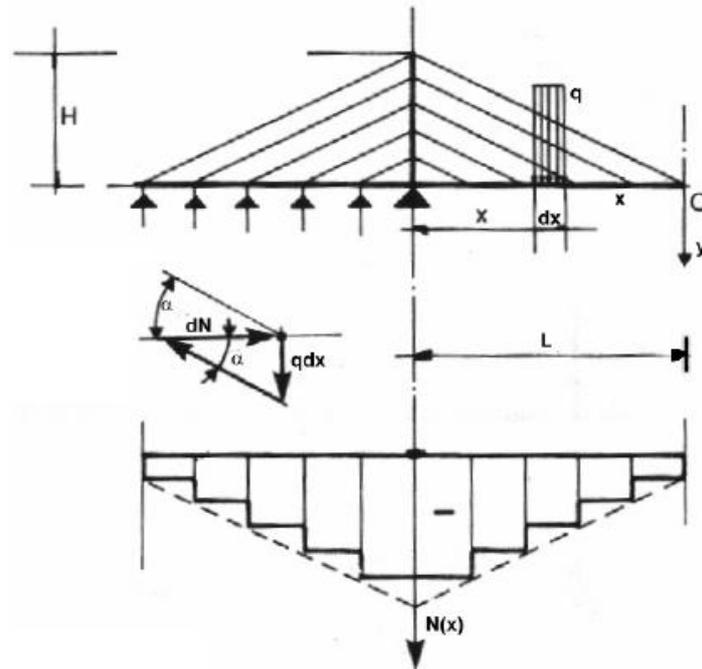


Figura 10: Reazioni dello schema ad arpa

Dunque dopo una serie di passaggi troviamo l'espressione finale dello sforzo normale che deve incassare l'impalcato:

$$N_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{H}$$

Ipotizzando una strallatura diffusa (Δ piccolissimo) lo sforzo normale nell'impalcato dello schema ad arpa è doppio rispetto allo schema a ventaglio. Quindi a parità di sforzo normale nell'impalcato lo schema ad arpa richiede altezze delle antenne pari a due volte quella dello schema a ventaglio. Lo schema ad arpa anche se non è il migliore dal punto di vista statico ed economico è attraente per i suoi innegabili vantaggi estetici. Lo schema a ventaglio è stato molto usato recentemente e può offrire diversi vantaggi, oltre quello visto precedentemente:

- Il peso totale dei cavi è sostanzialmente minore rispetto al ponte ad arpa;
- L'inflessione longitudinale dei piloni resta moderata;
- Maggiore stabilità;
- Minore inflessione del pilone e dell'impalcato se gli stralli di ormeggio sono ancorati a terra.

Il tallone d'Achille della soluzione a ventaglio risiede nel progetto e nella costruzione della testa dei piloni verso il quale tutti i cavi, teoricamente, sono condotti. Una convergenza ideale in pratica non può essere realizzata e per questa ragione è necessario estendere l'ancoraggio ad una zona più o meno estesa. Si realizza pertanto una soluzione intermedia fra il tipo ad arpa e quello a ventaglio che unisce i vantaggi ed elimina gli svantaggi dei due. Grazie alla diffusione degli stralli nella parte superiore del pilone è possibile un buon progetto degli ancoraggi senza apprezzabili riduzioni dell'efficacia del sistema strallato. I cavi situati vicino al pilone sono più inclinati di quelli di tipo ad arpa, ciò rende possibile ridurre la rigidità delle connessioni orizzontali tra i piloni e l'impalcato.

1.4 Scelta del sistema di sospensione

Il sistema di sospensione può essere sostanzialmente di due tipi:

- Centrale;
- Laterale.

La sospensione centrale offre considerevoli vantaggi, il principale è sicuramente quello di natura estetica. L'uso quasi obbligatorio, in tale sistema, di un impalcato torsio-rigido contribuisce inoltre alla riduzione dei momenti del secondo ordine come pure ad una maggiore stabilità dinamica e aerodinamica del tutto. Questo metodo di sospensione è caratterizzato inoltre, da un basso carico di fatica dei cavi, dato che un impalcato torsio-rigido ha una grande capacità di diffusione per i carichi concentrati, così limita la variazione di tensione negli stralli. Gli svantaggi di un tale sistema risiedono, se utilizzato, nel pilone centrale che posto al centro della carreggiata porta inevitabilmente ad un aumento della larghezza dell'impalcato. Inoltre, quando si ha a che fare con impalcati molto larghi, come nel caso dei ponti stradali con due carreggiate, i momenti torcenti diventano eccessivi e pertanto potrebbe non essere adatto. La sospensione laterale è utilizzata nella maggior parte dei ponti strallati costruiti finora. Il piano degli stralli può essere verticale o inclinato, in quest'ultimo caso si utilizzano piloni a forma di A, i quali:

1. Migliorano la rigidezza e stabilità della struttura;
2. Riducono gli spostamenti dell'impalcato in quanto fa sì che i carichi eccentrici vengono assorbiti da tutti gli stralli (figura sotto).
3. Migliorano la stabilità aerodinamica nel caso di impalcati molto lunghi.

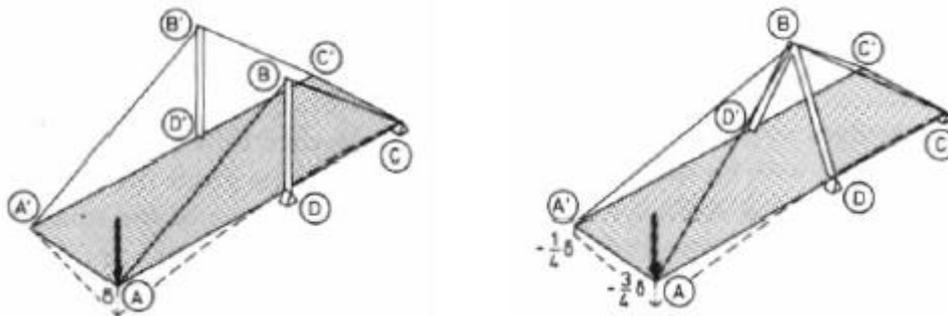


Figura 11: Spostamenti assorbiti in modo diverso dai due schemi

L'uso di piani di sospensione inclinati può dar origine a problemi di spazio nella direzione trasversale che possono però essere risolti o incrementando la larghezza dell'impalcato o utilizzando sbalzi su cui installare gli ancoraggi. La sospensione laterale in generale introduce momenti flettenti trasversali che sono massimi al centro della sezione, mentre le forze di taglio lo sono all'estremità. In queste zone possono sorgere dei problemi specialmente se l'impalcato è in calcestruzzo, in quanto l'ancoraggio dei cavi può scontrarsi con gli eventuali cavi della precompressione trasversale.

1.4.1 Gli ancoraggi

Gli ancoraggi degli stralli possono essere molti, ogni ponte può avere diverse necessità per le quali sono adeguate soluzioni tecnologiche molto differenti. Il tipo più ricorrente di ancoraggio all'impalcato consiste nel far passare il cavo all'interno di un contenitore preformato in maniera che i cavi siano distanziati opportunamente da permettere l'ancoraggio di ogni singola fune a piastre di ripartizione. Per quanto riguarda i sistemi di ancoraggio sulla sommità dell'antenna la varietà di sistemi utilizzati aumenta esponenzialmente. Essi non solo devono permettere la connessione ma devono garantire anche la possibilità di ispezione ed eventualmente la sostituzione di stralli danneggiati. Tra le soluzioni più comuni vi sono le seguenti:

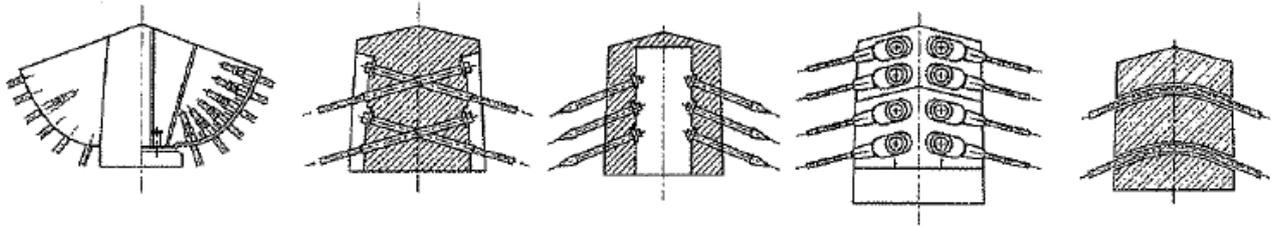


Figura 12: Tipologie differenti per l'ancoraggio degli stralli in cima al pilone



(a) Rio Antirio, Grecia



(b) Particolare del ponte di Calatrava, Reggio Emilia



(c) Zakim Bridge, Boston



(d) Seri Wawasan Bridge, Malaysia

Figura 13: Immagini di ponti strallati realizzati di recente

1.5 Scelta della configurazione del pilone

La scelta della configurazione longitudinale e trasversale del pilone è legata allo schema strutturale adottato, al tipo di sospensione, agli effetti provocati dai carichi nonché a fattori estetici. Lo schema strutturale, ad arpa a ventaglio o misto, pone un grosso vincolo alla libertà di scelta, in quanto, mentre per lo schema a ventaglio o misto ci si può orientare indifferentemente verso un pilone ad un solo braccio (ma anche due) o ad A, per lo schema ad arpa il pilone ad uno o due bracci è quasi d'obbligo, in quanto usandone uno ad A il piano degli stralli non sarebbe più verticale. In figura sotto riportiamo le tipologie più comuni di piloni utilizzati:

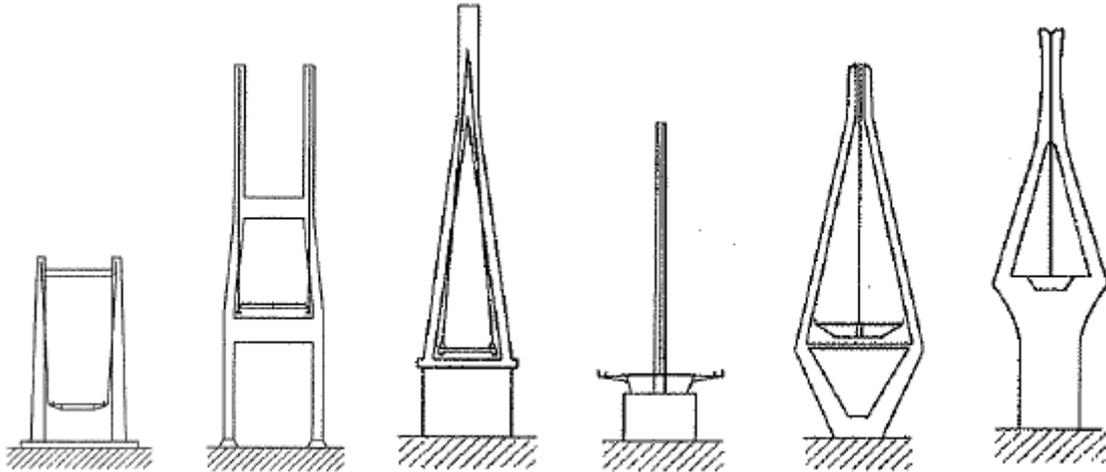


Figura 14: Tipologie di piloni più ricorrenti

Con gli stralli nello schema ad arpa i carichi accidentali non simmetrici possono essere bilanciati solo al costo di una significativa flessione longitudinale nel pilone (figura sotto).

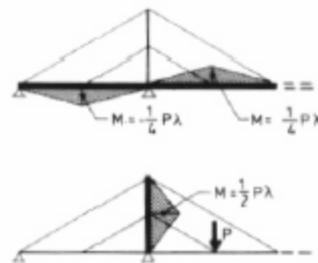


Figura 15: Flessione del pilone nello schema ad arpa

Questo quindi, deve avere non solo un'adeguata resistenza a flessione, ma inoltre, anche una sufficiente rigidità per ridurre la deformabilità dell'impalcato, in particolar modo se questo è flessibile. L'uso del tipo a ventaglio offre per gli stralli innegabili vantaggi dal punto di vista delle forze nel pilone, nel quale è possibile creare vincoli orizzontali alla testa del pilone usando stralli di ancoraggio concentrati. Questo conferisce una grande rigidità a tutta la struttura. Per quanto riguarda l'influenza del tipo di sospensione sulla scelta del tipo di pilone, dove è prevista la sospensione laterale il progetto dovrebbe essere basato tenendo conto delle seguenti condizioni:

- Sagoma limite per il transito dei veicoli;

- Comportamento trasversale del pilone.

Si deve fare in modo di instaurare uno stato di equilibrio stabile e permanente, prendendo in considerazione anche l'influenza del creep sotto l'azione dei carichi permanenti. Se necessario la snellezza trasversale dei bracci dovrebbe essere mantenuta entro ragionevoli limiti per mezzo di aste trasversali. Per la sospensione centrale occorre tener presente che porta ad un aumento della larghezza dell'impalcato, per cui occorre tener conto anche di fattori economici oltre che strutturali. Per quanto riguarda la snellezza trasversale questa può essere mantenuta entro ragionevoli limiti dalla presenza di una forza orizzontale introdotta dai cavi. Un pilone ad A è senza dubbio il più adatto per far fronte a questo tipo di sollecitazioni, anche se dal punto di vista economico non è altrettanto competitivo, come si può vedere dal grafico seguente che esprime la relazione fra l'incremento di costo e la geometria del pilone (figura sotto):

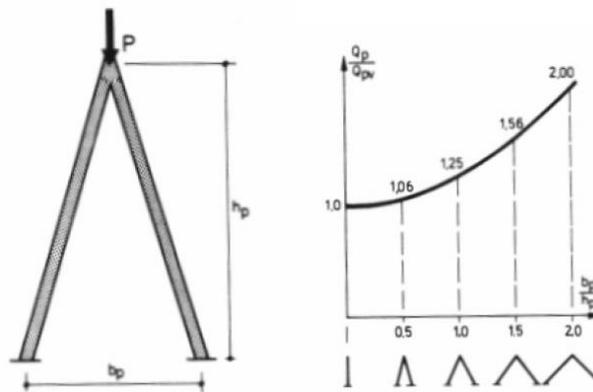


Figura 16: Grafico che relazione l'incremento di costo con la geometria del pilone

Una grande influenza sulla scelta della geometria del pilone si ha nel caso dei ponti strallati asimmetrici, con la campata di riva più corta della campata principale. In questi casi è conveniente inclinare il pilone verso la campata più corta in modo da far lavorare il pilone a compressione sotto carichi permanenti ed aumentare in questo modo la rigidità della struttura, rappresentiamo quanto detto in figura sotto:

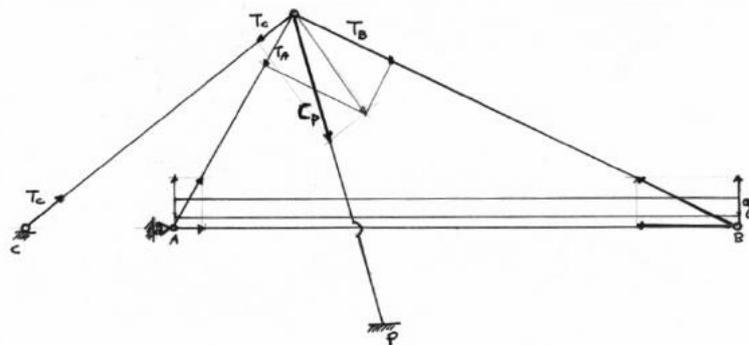


Figura 17: Campata di riva più corta della campata centrale

1.6 Scelta dell'impalcato

L'impalcato come forma e dimensione dipenda da vari fattori i quali vanno ad influenzare anche la scelta del materiale da utilizzare. Il numero degli stralli influenza l'altezza dell'impalcato anche se tale altezza è limitata inferiormente dalla

dimensione degli apparecchi di ancoraggio. Se il tipo di sospensione è centrale l'impalcato deve possedere un'elevata rigidità torsionale il che ci dirige verso impalcati a cassone o in c.a. o in acciaio. I metodo di costruzione e soprattutto l'economia sono fattori importanti al pari degli altri, infatti se da una parte un impalcato in acciaio può arrivare a pesare 1/5 di uno equivalente in cemento armato, dall'altro lato esso è 2-4 volte più costoso di uno equivalente in calcestruzzo. Quindi la riduzione del peso proprio dell'impalcato deve comportare un risparmio in altre parti della struttura (stralli, piloni, fondazioni) per poter essere competitivo con un impalcato in cemento armato. Nel caso di ponti di grande luce la riduzione di peso diventa vitale e possono essere presi in considerazione solo impalcati molto leggeri, come quelli in acciaio. Per gli impalcati in cemento armato l'altezza si aggira su $1/100 - 1/200$ della luce. Le possibili sezioni di impalcati in calcestruzzo armato e precompresso tipiche sono riportate sotto:

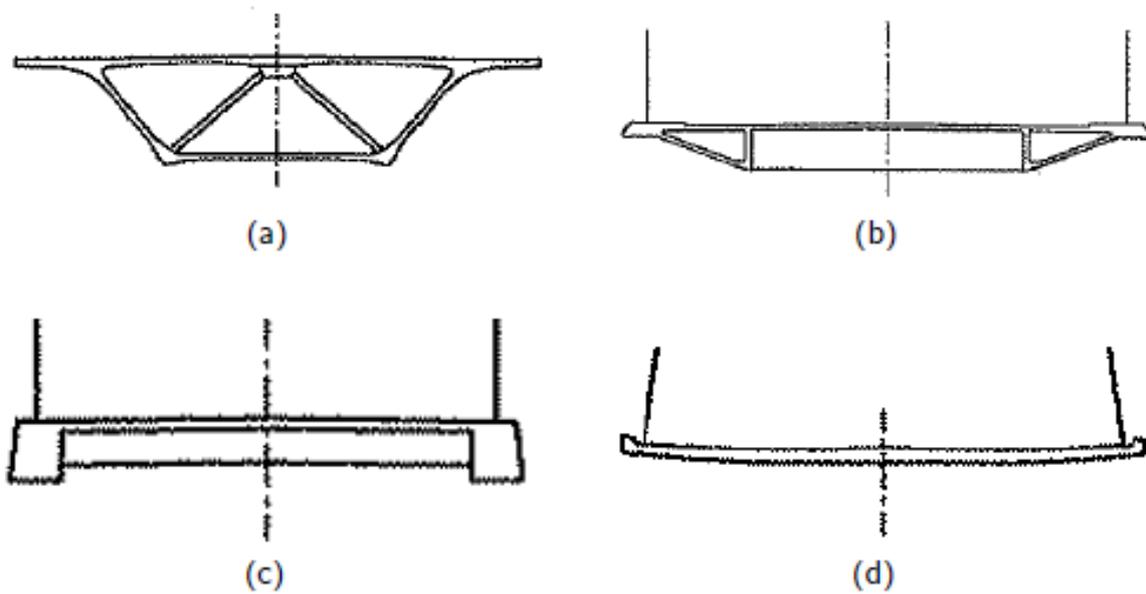


Figura 18: Tipi di impalcati in calcestruzzo

Per quanto riguarda quelle in acciaio abbiamo invece:

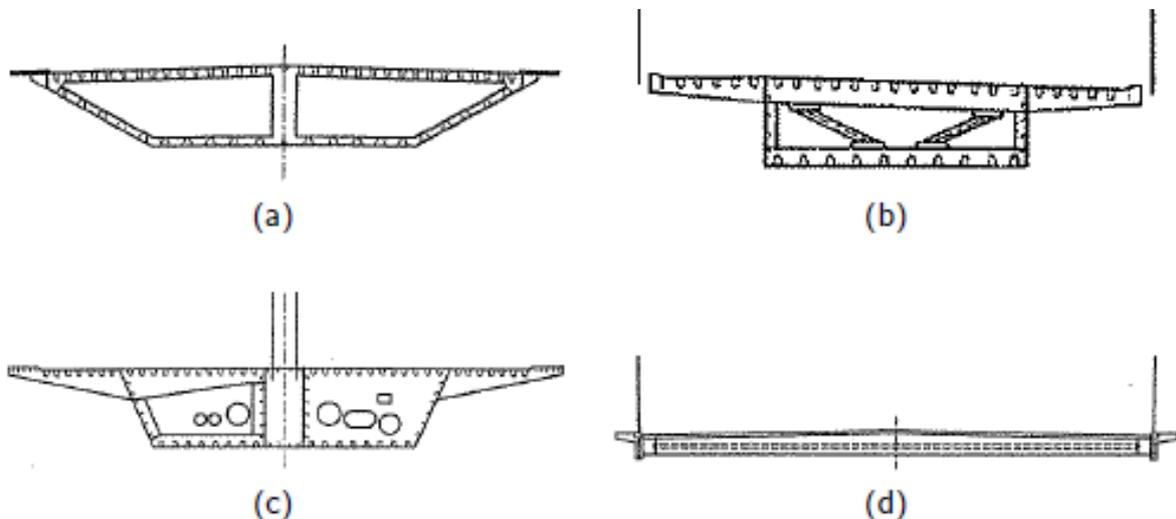


Figura 19: Tipi di impalcati in acciaio

1.7 Gli stralli

I cavi impiegati nell'ingegneria civile, e quindi nei ponti strallati, possono essere raggruppati in due grandi famiglie: quelli costituiti da singoli elementi (fili o trefoli) avvolti a spirale e quelli in cui le unità elementari sono parallele. Rappresentiamo alcune immagini relative agli stralli utilizzati nella costruzione dei ponti:

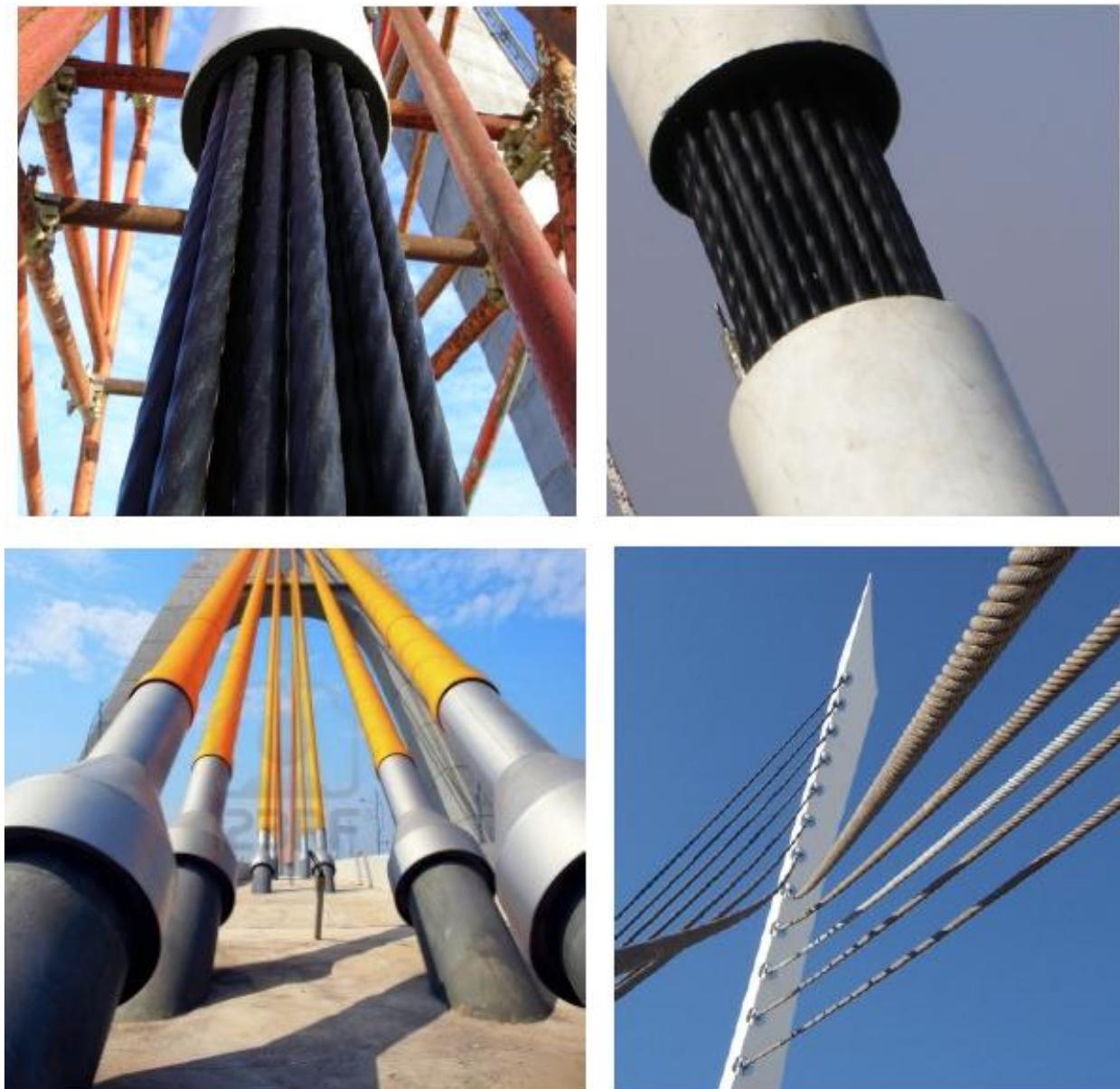


Figura 20: Immagini degli stralli dei ponti

1.7.1 Le funi spirodali

Questi cavi, che nel seguito per brevità chiameremo funi, possono essere del tipo “chiuso” o “spiroidale aperto”. Nelle funi chiuse i fili esterni hanno una sezione speciale, generalmente a Z, che fa sì che ciascuno di essi per effetto dell'avvolgimento eserciti una pressione radiale su quello adiacente. Nelle funi spirodali aperte, invece, tutti i fili sono circolari, generalmente del diametro di 7,1 mm.

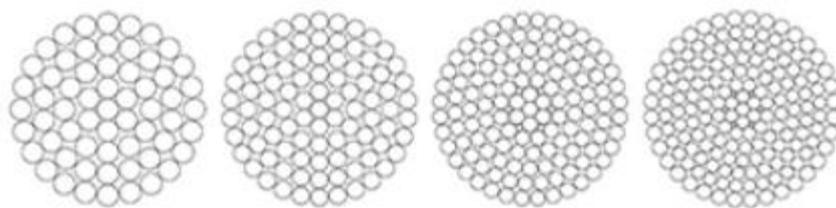


Figura 21: Sezioni di funi spiroidali aperte

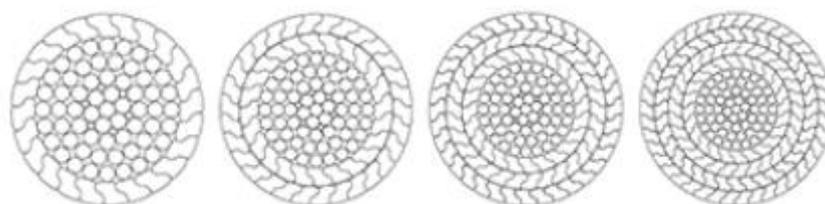


Figura 22: Sezioni di funi spiroidali chiuse

Le funi spiroidali furono impiegate in tutti i primi ponti strallati mentre ora tendono ad essere sostituite da quelle ad elementi paralleli. Esse hanno il grande vantaggio di poter essere avvolte in bobine di raggio relativamente contenuto. Ciò ne rende possibile la prefabbricazione in officina complete di guaina e di materiale di riempimento anticorrosivo e quindi il trasporto in cantiere già nella configurazione finale. Inoltre la loro buona flessibilità e la capacità di sopportare pressioni trasversali localizzate sui fili ne rende possibile l'eventuale rinvio su apposite selle poste sulle torri. Per contro esse hanno lo svantaggio di avere un modulo di elasticità apparente relativamente basso, 140000 – 170000 MPa, dovuto all'avvolgimento dei fili. Esse vanno poi presollecitate in officina per permettere l'assestamento dei fili; va fatto cioè una sorta di rodaggio della fune che, se molto lunga, richiede attrezzature complesse. La resistenza statica ed a fatica di una fune spiroidale è piuttosto bassa in quanto nei fili si hanno sollecitazioni parassite dovute all'avvolgimento ed alle tensioni trasversali trasmesse tra fili adiacenti. Inoltre i fili non sono egualmente sollecitati per cui il coefficiente di sicurezza (se si escludono fenomeni di fatica) si assume piuttosto elevato ed in genere pari a $\nu = 2,4$. Condizioni più severe, come si vedrà più avanti, si hanno per carichi variabili.

1.7.2 Cavi ad elementi paralleli

Sono generalmente formati da trefoli ma si hanno anche cavi costituiti da fili o barre di acciaio speciale del diametro di 16 – 32 mm. Questi cavi, molti simili a quelli utilizzati per il c.a.p. ma con portate maggiori, devono necessariamente essere confezionati in cantiere in quanto il parallelismo dei trefoli (o fili) non ne permette l'avvolgimento e quindi il trasporto. Essi, inoltre, non possono essere rinviiati in testa all'antenna dove devono essere necessariamente ancorati. Per contro hanno il modulo di elasticità coincidente con quello dei singoli elementi costituenti, cioè 195000 – 205000 MPa, ed il coefficiente di sicurezza a rottura, per carichi statici, può essere assunto pari ad 1,75 mancando sollecitazioni trasversali parassite ed essendo tutti i fili egualmente sollecitati.

1.7.3 Guaine e protezioni anticorrosive

Generalmente tutti i cavi visti in precedenza vengono posti in guaine di polietilene ad alta densità (HDPE), resistente ai raggi ultravioletti, caricato con carbonio. Poiché quest'ultimo conferisce alla guaina il colore nero, sfavorevole per gli effetti termici, la guaina stessa può essere poi avvolta con nastro colorato. Per proteggere l'acciaio dalla corrosione i fili od i trefoli possono essere preventivamente zincati (figura sotto):

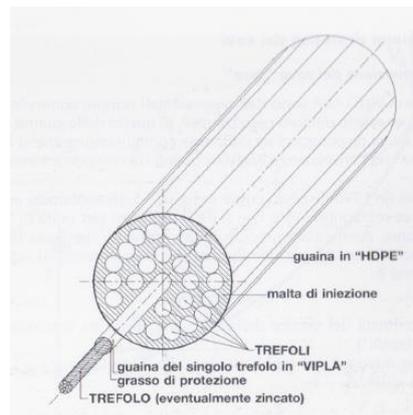


Figura 23: Costituenti della fune

La guaina viene riempita di materiale protettivo che, nel caso delle funi spirodali preconfezionate, è in genere un grasso speciale. Nei cavi confezionati in cantiere le iniezioni (usualmente di malta di cemento) vanno effettuate dopo montato il cavo e ciò, specie per stralli molto lunghi, è indubbiamente una operazione delicata. In alcune recenti applicazioni di stralli formati da trefoli paralleli è stata adottata una doppia protezione: il singolo trefolo, eventualmente zincato, viene posto in una guaina di vipla entro cui può scorrere grazie alla presenza di un grasso che funge anche da protezione anticorrosione. Tutti i trefoli così inguainati vengono poi posti all'interno della guaina in HDPE in cui viene fatta l'iniezione finale. Con questa disposizione è possibile teoricamente sostituire anche uno o parte dei trefoli costituenti il cavo. Vanno infine menzionati due casi particolari di guaine. Per alcuni stralli costituiti da barre parallele sono state impiegate guaine in acciaio che, se opportunamente collegate alle estremità, possono contribuire alla resistenza del cavo. L'altro caso riguarda le guaine in c.a.p. impiegate da Morandi. Anche qui, precomprimendo la guaina, si può ottenere che essa collabori nel portare i carichi accidentali. In entrambi i casi, comunque, le difficoltà di montaggio sono tali da vanificare i vantaggi che si possono trarre dal loro impiego. Le guaine in c.a.p. inoltre, non permettendo la sostituzione dei cavi, sono state del tutto abbandonate.

1.8 Problemi dei ponti strallati

I ponti strallati sono caratterizzati da impalcati estremamente snelli. Per luci di una certa importanza quindi non si possono trascurare i fenomeni aerodinamici a cui vanno incontro non solo ponti o torri, ma tutte quelle strutture che presentano un'elevata flessibilità. Nei problemi aerodinamici hanno un'importanza fondamentale sia la forma del corpo, sia la sua posizione rispetto al fluido che lo investe. L'ala di un aeroplano ne è un chiaro esempio: variando la sua inclinazione varia la sua portanza. Ciò non avviene in modo lineare, ma arrivati ad un certo angolo di inclinazione critica si ha il fenomeno dello stallo, cioè si ha una repentina perdita di portanza dell'ala. La portanza dipende da come i filetti fluidi lambiscono il corpo e dalla loro velocità: questo crea zona di pressione e depressione che, sommate, generano una risultante capace di sostenere l'aeroplano. Mentre per l'ala di un aeroplano si cerca di ottenere profili con portanze positive, per un ponte si cerca di ottenere sempre portanza negativa, dato che gli stralli possono essere dimensionati per contrastare tali azioni aggiuntive, mentre una portanza positiva sarebbe contrastata solo dal peso proprio dell'impalcato del ponte. I coefficienti aerodinamici sono specifici per ciascun ponte e devono essere individuati mediante prove sperimentali in galleria del vento. I metodi per eseguire tali prove sperimentali in galleria del vento sono sostanzialmente due:

- Realizzazione in scala di un modello completo del ponte, dell'orografia e della rugosità del terreno circostante, in modo da essere più vicini possibile al caso reale. È un metodo molto costoso e viene affrontato per opere di particolare importanza (es. il ponte Sutoung, attualmente il ponte strallato più lungo del mondo).
- Realizzazione del solo impalcato del ponte, vincolato con opportune molle in grado di simulare la rigidità della struttura rimanente. È un metodo più economico, ma offre risultati meno completi.

Si ottengono così le curve sperimentali relative ai C_p , C_r , C_{ca} . A questo punto sarebbe possibile compiere un'analisi dinamica mediante la nota equazione di equilibrio di D'Alembert. Nel caso dei ponti però tale equazione è complicata dal fatto che la rigidità dipende anche dagli spostamenti che la struttura subisce (fenomeni di hardening e softening) e il fattore $F(x,t)$, rilevante in strutture flessibili come i ponti sostenuti da cavi, fa sì che le forze aerodinamiche siano funzione non solo del tempo, ma anche degli spostamenti. È proprio quest'ultimo aspetto che induce a compiere una distinzione tra fenomeni aerodinamici, in cui la struttura pur avendo un ruolo non trascurabile nell'equazione del moto non altera sostanzialmente la corrente sollecitante (oscillazioni forzate), e fenomeni aeroelastici, in cui il flusso dell'aria risulta completamente modificato dal moto della struttura (oscillazioni autoeccitate). I fenomeni provocati dal vento, che nella realtà si manifestano su una struttura connessi l'uno all'altro, possono comunque essere descritti separatamente per comodità di trattazione:

- **Vortex Shedding** (distacco dei vortici): è originato dal distacco dei vortici nella parte sottovento della struttura. I vortici si staccano in modo alterno prima sulla parte superiore, poi sulla parte inferiore della struttura generando forze verticali di segno alterno. In genere non è un fenomeno pericoloso per i ponti, ma può provocare un invecchiamento prematuro della struttura dovuto alla fatica;
- **Flutter**: è causato dalla variazione di posizione del ponte con conseguente variazione delle azioni aerodinamiche, dunque è un fenomeno aeroelastico. Se l'energia trasmessa dal flusso d'aria non viene interamente dissipata, il fenomeno può diventare cumulativo con conseguente incremento degli spostamenti fino al collasso dell'impalcato. È il fenomeno più pericoloso per i ponti in quanto tali oscillazioni fanno sì che le forze aerodinamiche crescano e queste ultime, a loro volta, portino a maggiori oscillazioni (il caso più eclatante e conosciuto è il crollo del primo ponte di Tacoma);
- **Divergenza quasi statica** (o divergenza torsionale): si verifica quando il ponte si inclina leggermente aumentando la superficie esposta al vento; di conseguenza aumenta il momento aerodinamico esterno e quindi l'angolo di incidenza e così via, fino ad ottenere rotazioni importanti dell'impalcato;
- **Galloping**: provoca una variazione apparente dell'angolo di attacco del vento, causando un cambiamento continuo di portanza che comporta scuotimenti verticali dell'impalcato. È un fenomeno che di solito interviene solo nelle passerelle pedonali;
- **Buffeting**: avviene in presenza di correnti turbolente, cioè quando la velocità del vento continua a cambiare. Gli effetti sulla struttura sono molto simili a quelli causati dal distacco dei vortici.

Spesso sono sufficienti piccoli cambiamenti nei dettagli della sezione per incrementare notevolmente il comportamento aerodinamico di un impalcato. Sostanzialmente la verifica aerodinamica di un ponte consiste nel controllare che il vento

atteso nella zona in cui sorge l'opera non superi, per un determinato periodo di ritorno (di solito per il flutter si assume un $t_r = 100000$ anni), i valori critici di velocità dei principali fenomeni sopra citati. Va inoltre ricordato che le proprietà aerodinamiche di un ponte sono influenzate negativamente dalla presenza di veicoli sull'impalcato. È per questa ragione che in Giappone è procedura comune chiudere al traffico i ponti con lunghe campate quando la velocità del vento supera una certa intensità.

CAPITOLO 2: MATERIALI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO

2.1 Introduzione

Il lavoro di tesi consiste nell'eseguire il progetto di un ponte strallato con impalcato in sezione mista acciaio – calcestruzzo. L'opera sorgerà in Calabria, precisamente ubicata nel comune di Reggio Calabria (RC), rappresenterà la soluzione alternativa del viadotto del Torrente dell'Annunziata. L'opera oggetto della progettazione è un ponte curvilineo di lunghezza complessiva di 250,00 metri (misurata rispetto gli assi della curva). In questo lavoro si vuole studiare dal punto di vista statico e dinamico il ponte al fine di dimensionarne e verificarne gli elementi strutturali principali. Il pilone centrale su cui sono ancorati gli stralli è alto 88,00 metri; il terreno su cui è fondato è di categoria C. La vita nominale dell'opera è di 100 anni ed il ponte si colloca nella classe di uso III. Il ponte si compone di due campate di luce rispettivamente pari a 125 metri. Il ponte oggetto di studio è composto da un progetto architettonico di cui se ne riporta qui qualche particolare in vista (sezione in asse stralli e sezioni intermedie) vedi immagini sotto riportate.

Le normative a cui si farà riferimento durante tutto il corso della progettazione sono:

- Decreto Ministeriale delle Infrastrutture 14 Gennaio 2008 (NTC);
- Circolare 02 Febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PPL;
- Eurocodice 2, per la progettazione di opere in conglomerato cementizio;
- Eurocodice 3, per la progettazione di opere in acciaio.

2.2 Caratteristiche dimensionali dell'opera

La struttura è composta da un impalcato realizzato in calcestruzzo armato della larghezza complessiva di 20,00 metri dotato di 2 corsie per senso di marcia di larghezza 3,50 metri cadauna, uno spartitraffico della larghezza di 2,00 metri ed il resto è utilizzato per l'ancoraggio dei guard rail. L'impalcato ha uno spessore costante di 30 cm (senza considerare le lastre predalles collaboranti) tranne che per i marciapiedi dove si hanno spessori di 37 cm. L'impalcato si compone di 4 travi principali collegate tra loro mediante diaframmi costituiti da travi a doppio T in sezione piena, la distanza dei diaframmi deve essere sempre compresa tra B e $B/2$, dove con B si indica la larghezza dell'impalcato, questi ultimi sono collegati da bulloni di classe 10.9 ad alta resistenza ed in assenza di preserraggio. Le dotazioni dell'impalcato sono barriere anticaduta e guard rail di cui se ne terrà conto nel modello di calcolo per i pesi derivanti dalle componenti accessorie. La pavimentazione stradale è composta da strato di usura 3 cm e binder 7 cm. L'impalcato è così composto:

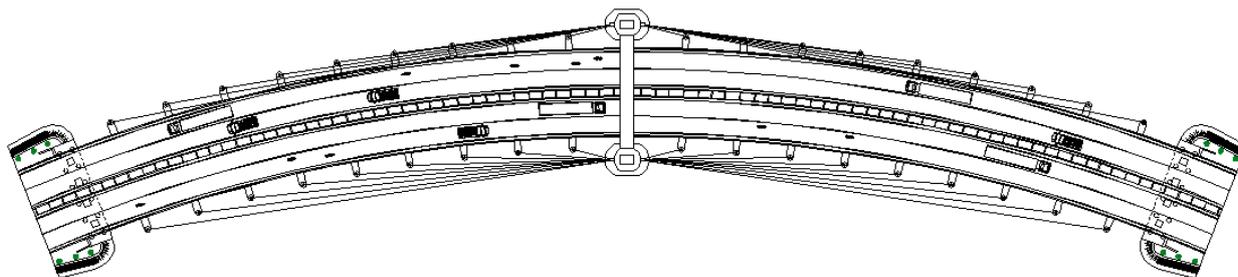


Figura 24: Vista dall'alto del ponte

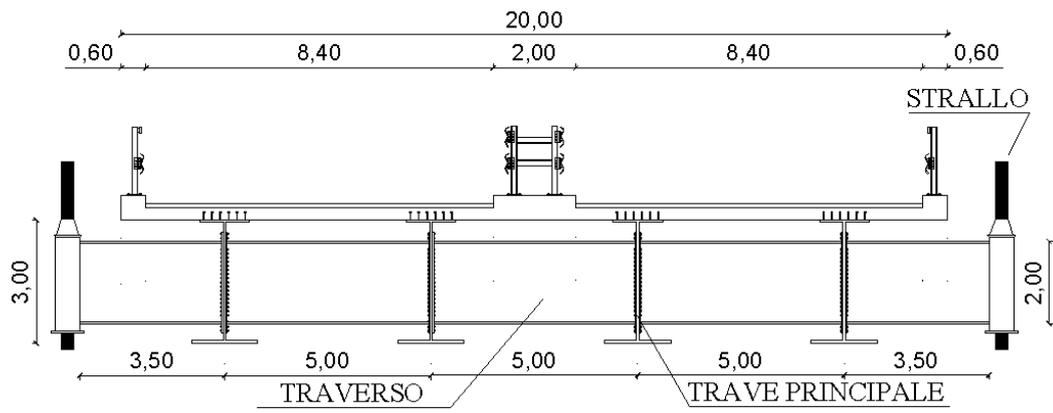


Figura 25: Sezione in asse stralli

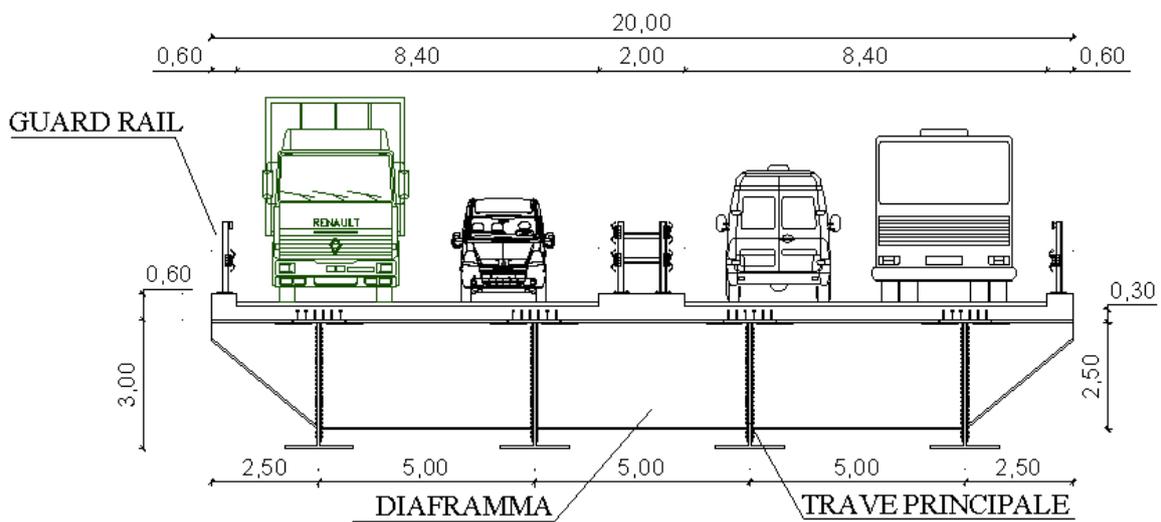


Figura 26: Sezione intermedia

Si riporta anche il prospetto e la pianta dell'opera oggetto di tesi:

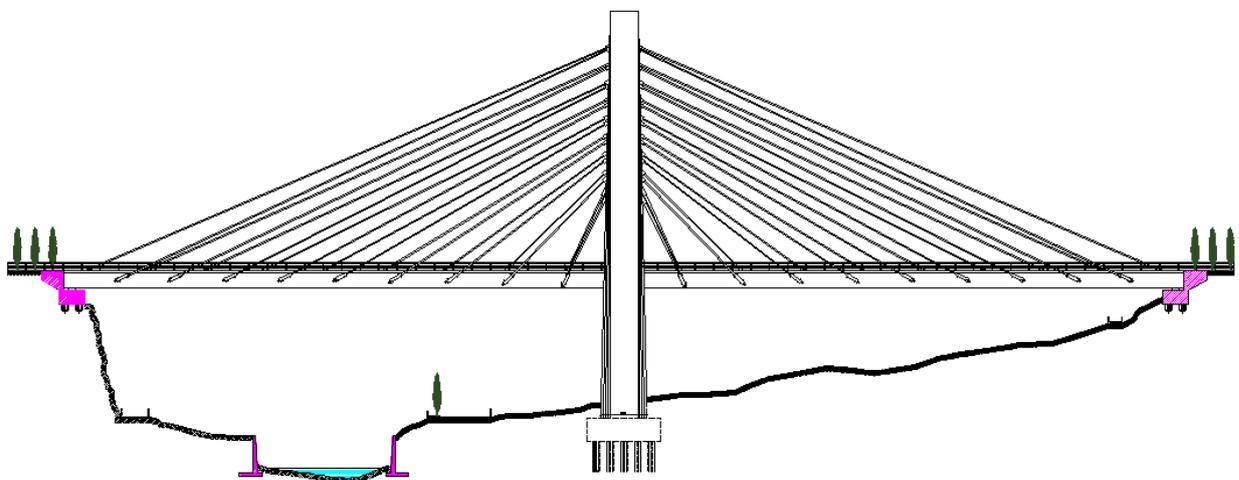


Figura 27: Prospetto del ponte

Il pilone centrale del ponte ha una sezione cava di dimensioni variabili con l'altezza, è collegato alla base con una zattera di fondazione di dimensione 16,00 x 10,00 metri ed un'altezza di 5,00 metri, poggiata su 15 pali di diametro 1,50 metri e fondati alla profondità di 45,00 metri sotto il piano campagna. Il pilone sarà realizzato per conci di altezza costante 4,00 metri (così da avere 22 conci) con la tecnica dei casseri rampanti, montando un'incastellatura dal basso che per mezzo di martinetti si solleverà in seguito al completamento del getto e successiva scasseratura di ciascun conio. Si riporta nelle figure sottostanti il prospetto del pilone, la sezione di attacco e la sezione in sommità del pilone:

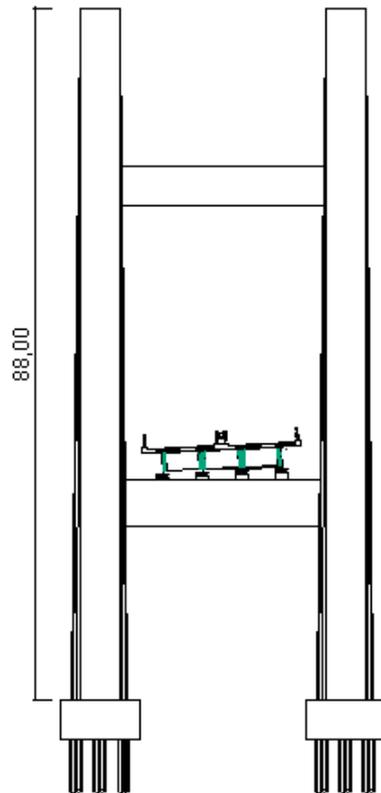


Figura 28: Prospetto del pilone

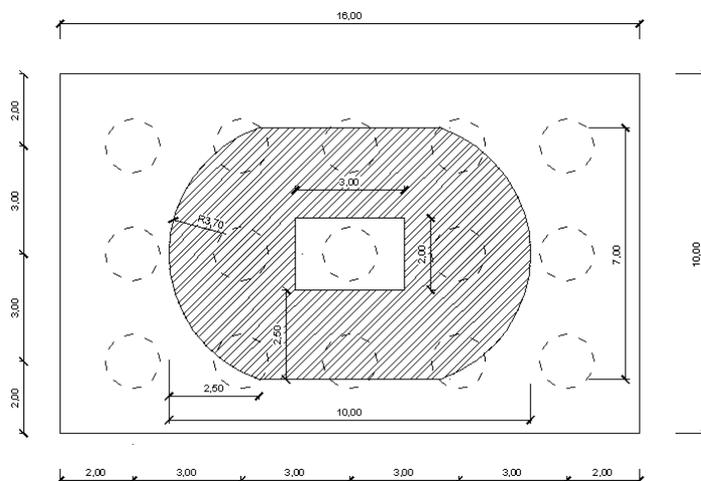


Figura 29: Sezione di base del pilone

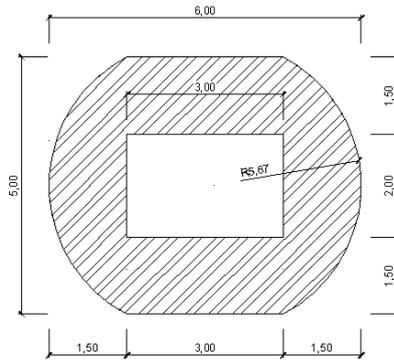


Figura 30: Sezione in sommità del pilone

La struttura portante è costituita da una quattro travi metalliche con sezione trasversale a doppio T asimmetrica di altezza costante per tutto lo sviluppo del ponte, si riporta nella figura seguente la sezione delle travi principali a cui sono saldati dei pioli di tipo Nielson dello spessore di 24 mm che servono per meglio ripartire le sollecitazioni dalla soletta alla trave metallica:

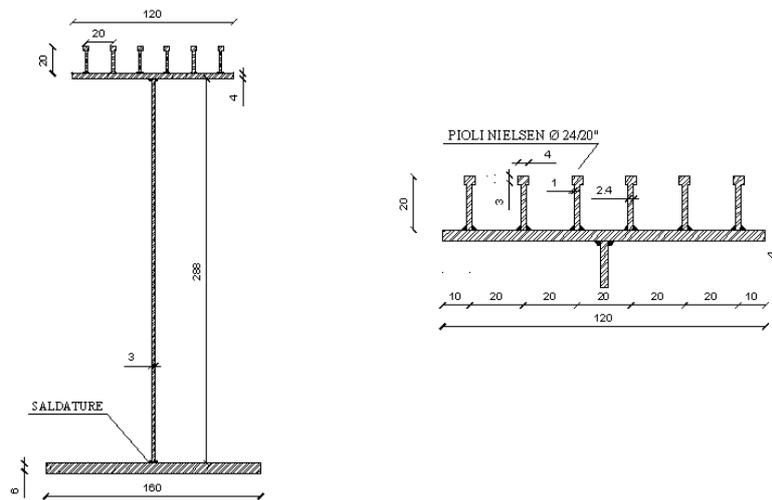


Figura 31: Sezione trave principale e disposizione piolature Nielson

Le sezioni invece dei traversi e dei diaframmi sono riportate rispettivamente in figura sottostante:

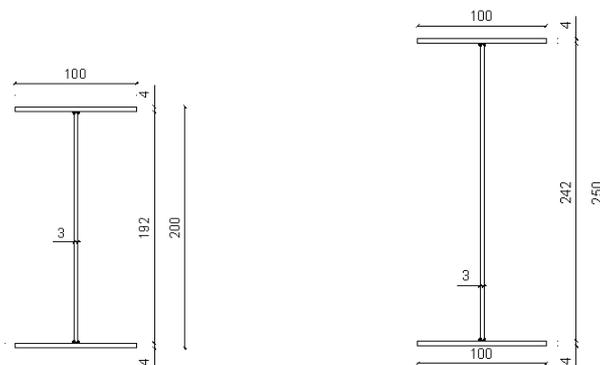


Figura 32: Sezione del traverso e del diaframma

Il ponte è stato progettato come un ponte atto al transito di carichi stradali di 1^a categoria.

2.3 Caratteristiche dei materiali utilizzati

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nei calcoli vengono riportate nelle tabelle seguenti:

- Calcestruzzo della soletta C32/40

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} = 41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,08 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,69 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 33345 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \left(\frac{33}{1,5}\right) \cdot 0,85 = 18,7 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 = 1,43 \text{ N/mm}^2$

- Calcestruzzo per il getto del pilone e delle fondazioni e spalle C28/35

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,39 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3} = 32575 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{29}{1,5} = 16,43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = \frac{1,98}{1,5} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio da cemento armato di tipo B450 C

Tensione caratteristica a rottura	$f_{sk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{syk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{syd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio strutturale per profilati e piastre S355J0

Acciaio	S355J0
Tensione di snervamento $16 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento $40 \text{ mm} \leq t \leq 63 \text{ mm}$	$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
Bulloni	Cl. 10.9
Dadi	Cl. 10

- Piolatura di tipo Nielsen

Tensione massima	$400 \text{ MPa} \leq f_u \leq 500 \text{ MPa}$
------------------	---

2.4 Impalcato a struttura mista acciaio - calcestruzzo

Si definiscono ponti a struttura mista quei ponti con sezione di impalcato composta da travi in acciaio ed una soletta collaborante in calcestruzzo. Possono esserci ponti a struttura mista ad arco a via superiore o inferiore, strallati, sospesi ecc. nei quali la struttura secondaria è a sua volta una sezione mista, ma quelli di maggior interesse per questa esercitazione sono i ponti a travata in cui solo l'orditura principale è composta da una sezione mista. Fin dall'inizio del secolo si avevano strutture che utilizzavano l'acciaio per le travi principali ed il calcestruzzo per la soletta superiore, su cui avveniva il traffico, supposta indipendente dalle travi sottostanti. In realtà le prove di carico dimostravano che questa indipendenza non c'era poiché, tenendo conto anche della presenza delle teste dei chiodi sulle piattabande superiori, gli scorrimenti relativi non potevano avvenire liberamente. Si pensò quindi di rendere questa collaborazione certa e totale disponendo appositi dispositivi di collegamento tra acciaio e calcestruzzo cioè i connettori.

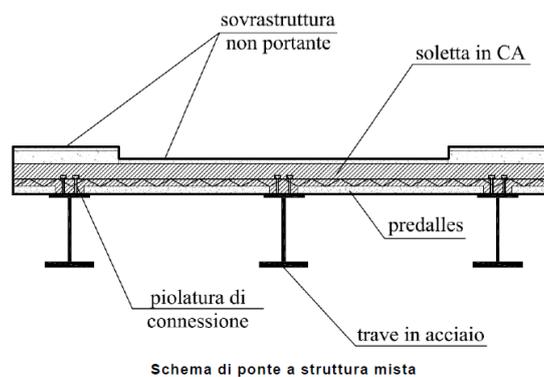


Figura 33: Sezione tipo di impalcato in sezione mista acciaio - calcestruzzo

Questo tipo di strutture hanno la particolarità di dare risultati interessanti sotto l'aspetto del comportamento statico, ma anche economico. Esse hanno il pregio di utilizzare al meglio le caratteristiche di resistenza proprie dei due materiali. Infatti, dimensionando in maniera accurata la sezione trasversale si può far in modo che l'acciaio lavori il più possibile a trazione, evitando problemi di instabilità, ed il calcestruzzo a compressione, risparmiando materiale rispetto ad un ponte in solo acciaio. A seconda dell'andamento della via servita e delle luci (presenza di curve e luci ampie) si costruiscono ponti a cassone piuttosto che a travi a sezione aperta di tipo ad I. Nel caso di luci medio grandi o asse stradale curvilineo è consigliabile l'utilizzo di strutture a cassone che sono particolarmente adatte per la loro elevata rigidità torsionale.

2.4.1 Le travi in acciaio

Uno dei vantaggi delle strutture composte di luci medio piccole è quello della rapidità di posa in opera, infatti per questa categoria si utilizza di solito la tipologia a graticcio e le travi in acciaio arrivano in cantiere già pronte, cioè le membrature che le compongono vengono saldate in officina ed i vari conci vengono poi uniti mediante bullonatura in cantiere, con elevata rapidità di posa. Solitamente le travi così messe in opera vengono stabilizzate da opportuni diaframmi e controventi. La struttura può essere puntellata o meno a seconda delle esigenze. La puntellatura comporta costi maggiori di posa in opera, ma riduce le tensioni in esercizio del ponte e quindi le sezioni resistenti.

2.4.2 La soletta in calcestruzzo

Uno dei costi principali della soletta in calcestruzzo è la cassetta che per opere ad elevate altezze come i ponti richiede particolari accorgimenti come un sistema di fissaggio e puntellatura alle travi. Anche per questi motivi una tipologia costruttiva molto diffusa è quella che utilizza cassette a perdere autoportanti in calcestruzzo precompresso o tralicciato come le lastre predalles. Se l'impalcato presenta gli sbalzi laterali spesso è necessario che il getto della soletta avvenga in due fasi, dapprima gettando le campate (zona tra le travi del ponte) e una parte dello sbalzo opportunamente dimensionata; in un secondo tempo, quando la resistenza è sufficiente (almeno $R_{ck} = 250 \text{Kg/cm}^2$) viene gettata la restante parte dello sbalzo, previo posizionamento della veletta laterale. Questo permette di ridurre le sollecitazioni e quindi il numero di tralici che prosegue dalla campata all'estremità dello sbalzo, nel rispetto dei vincoli esistenti, come ad esempio la distribuzione dei connettori.

2.4.5 La connessione

Una parte importante della progettazione di ponti a struttura mista è la connessione tra la soletta in calcestruzzo e le travi in acciaio che può essere composta da staffature o spirali saldate sul bordo superiore della trave metallica, ma la tipologia che si è maggiormente affermata è quella mediante piolatura. Generalmente i pioli possono essere di:

Tipo Philips: costituita da pioli composti da tondi di armatura con estremità di contatto opportunamente lavorata. La dimensione arriva fino ai 18 mm di diametro.

Tipo Nielsen: sicuramente la più diffusa, costituita da pioli in acciaio a basso contenuto di carbonio. I diametri possono raggiungere i 20 – 24 mm.

Il sistema di connessione può avere un collasso di tipo fragile qualora avvenga per taglio. In genere si deve verificare:

- Il cedimento del piolo;
- Lo scorrimento del calcestruzzo;
- Lo scorrimento per taglio del calcestruzzo nelle possibili sezioni di rottura.

2.4.6 Le fasi di carico

Per il dimensionamento dei ponti è importante considerare le varie fasi di carico che si hanno sulla struttura a seguito delle fasi costruttive che ne possono cambiare lo schema statico e quindi le sollecitazioni nelle membrature. Ad esempio se la struttura non è puntellata il peso proprio delle travi e della soletta è portato dalle sole travi in acciaio mentre se è puntellata i pesi propri vengono portati dall'intera sezione mista una volta tolti i puntelli. È inoltre importante considerare gli effetti dovuti al ritiro e alla viscosità del calcestruzzo. Per i carichi portati e quelli accidentali che si scaricano sulla sezione mista, si deve tener conto della loro durata di applicazione. Per i carichi permanenti si adotta in genere un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_s/E_c = 18$ per tenere in conto gli effetti dovuti alla viscosità del calcestruzzo mentre per i carichi di breve durata si adotta $n = E_s/E_c = 6$. Tutte queste considerazioni vanno tenute in conto per determinare le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio per il dimensionamento della trave composta. In particolare si possono distinguere tre fasi di carico:

Fase 0: carichi da carpenteria + carichi soletta in c.a.;

Fase 1: carichi permanenti portati + carichi da ritiro;

Fase 2: carichi accidentali viaggianti.

A seconda che la struttura sia puntellata o meno le tensioni vanno a distribuirsi in maniera differente.

2.4.7 Schematizzazione di calcolo

Per come sono stati definiti, i ponti a graticcio risultano formati da uno o due ordini di travi solidali ad una piastra piana superiore, la soletta. Si tratta quindi di una struttura spaziale alquanto complessa che viene usualmente schematizzata come un sistema piano costituito da sole travi, pensando di effettuare dei tagli ideali nella soletta parallelamente alle nervature. In figura sotto:

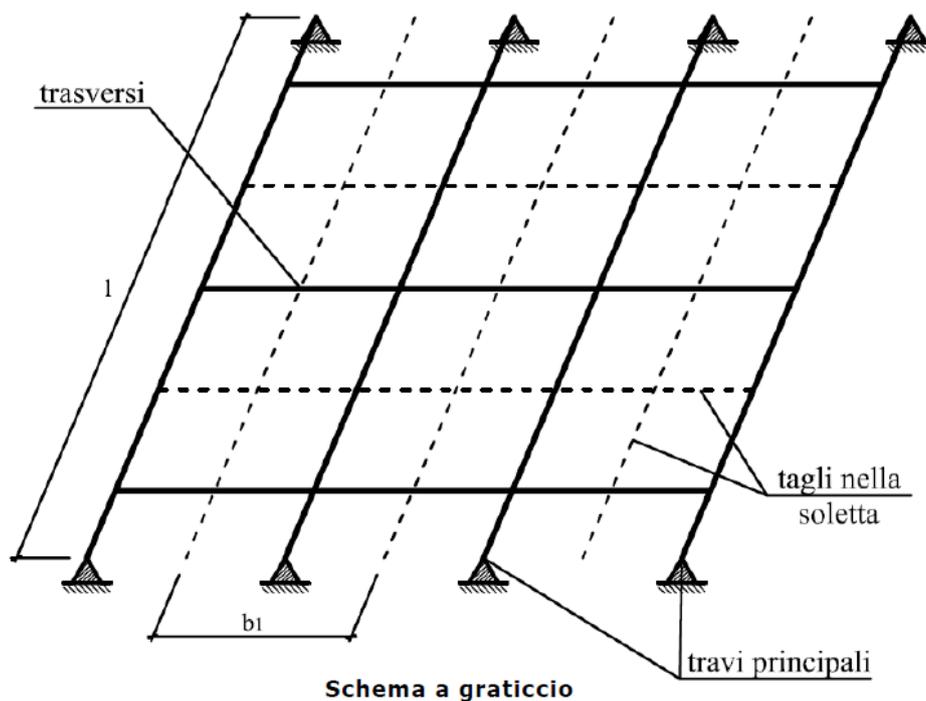


Figura 34: Schema di impalcato a graticcio

In questo modo si tiene conto della soletta, oltre che negli effetti locali, anche nel funzionamento della struttura principale in quanto essa funge da corrente superiore delle travi e dei trasversi. Qualora questi ultimi manchino, è la soletta stessa che, in proporzione alla propria rigidezza flessionale, assolve alle funzioni dei trasversi. A questo proposito si ricorda che non tutto l'interasse b_1 può essere sempre considerato nei calcoli, ma solo una parte di esso $b_0 \leq b_1$ detta **larghezza collaborante**. Quest'ultima può essere definita come la larghezza di una flangia ideale che trasmette la stessa forza complessiva di compressione o di trazione della soletta effettiva, ma con una distribuzione uniforme di tensioni pari al valore massimo che si ha nella realtà. Il valore della larghezza collaborante dipende dalla deformabilità per taglio nel proprio piano della soletta, la qual cosa è legata al rapporto b_1/l ed al tipo di carico. Nel caso delle lastre metalliche questa larghezza può essere condizionata da fenomeni di instabilità che possono ridurre sensibilmente il valore. Le varie normative forniscono criteri semplificati per valutare b_0 , che dovrà comunque essere inferiore od uguale all'interasse b_1 delle travi. È evidente la grossolanità dell'approssimazione fatta, che porta ad ammettere lungo i tagli fittizi discontinuità nelle tensioni σ_x della soletta; l'ipotesi è peraltro comunemente accettata in quanto conduce a metodi di calcolo semplici che danno risultati in buono accordo con i dati sperimentali.

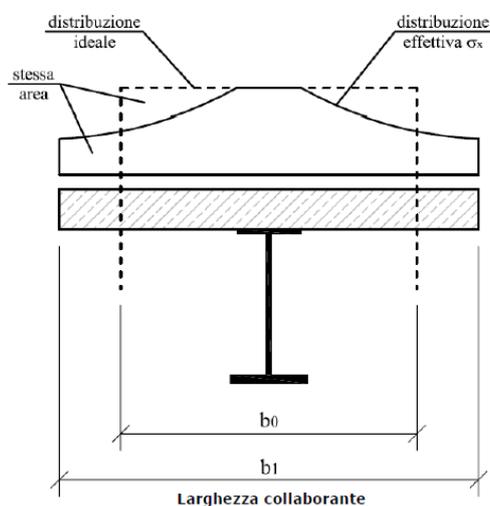


Figura 35: Rappresentazione della larghezza collaborante della soletta

Una volta riportato lo schema statico a quello di un graticcio il problema è di semplice soluzione grazie alla disponibilità odierna di numerosi programmi di calcolo automatico finalizzati all'analisi di queste strutture. Nel passato, invece, la necessità di svolgere i calcoli manualmente ha portato a fare ulteriori ipotesi semplificative che hanno condotto a sistemi di calcolo approssimati. Questi sistemi, specie i più semplici, hanno ancora oggi una loro validità sia per i calcoli di massima necessari nella fase preliminare di un progetto, sia per far capire il ruolo che giocano le varie rigidzze nel ripartire il carico. Le vie che si possono seguire sono due:

- ridurre ulteriormente il grado di complessità del problema, trasformandolo da piano (graticcio) a monodimensionale (trave): sono questi i metodi che si basano sulla ripartizione trasversale dei carichi;
- riportare il graticcio ad una struttura equivalente continua (piastra ortotropa) di cui si conosce la soluzione in forma chiusa, e quindi facilmente tabellabile.

2.4.8 Ripartizione trasversale dei carichi

Definiamo come coefficiente di ripartizione trasversale $r_{i,j}$ la quota parte del carico che grava sulla nervatura j quando $P = 1$ si trova sulla nervatura i . I coefficienti $r_{i,j}$ quindi coincidono con le reazioni mutue verticali che si scambiano le travi ed il trasverso nella situazione di figura. Dalla definizione deriva che:

$$\sum r_{i,j} = 1 \quad P_j = r_{i,j} \cdot P_i$$

La prima dovuta all'equilibrio alla traslazione del trasverso e la seconda al principio di sovrapposizione degli effetti. Qualora il carico si ripartisca in eguale misura tra tutte le travi ci troveremmo nel caso ideale in cui:

$$r_{i,j} = \bar{r} = 1/n \quad (i,j \text{ qualunque})$$

Tenuto conto di ciò, in alcuni casi si preferisce calcolare il coefficiente di maggiorazione del valore medio definito come:

$$K_{i,j} = r_{i,j} / \bar{r} = n \cdot r_{i,j}$$

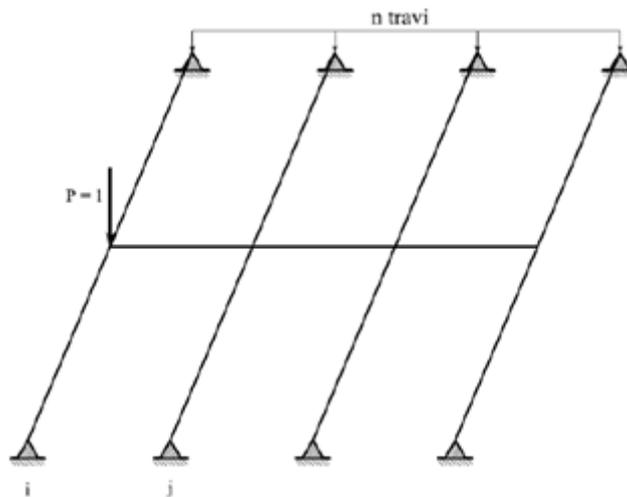


Figura 36: Schema di carico in i da ripartire in j

2.4.8.1 Fattori che influenzano la ripartizione trasversale

Per comprendere l'influenza delle rigidzze dei vari elementi costituenti il graticcio sulla ripartizione trasversale si esaminano i casi limite riportati sotto che mostrano la sezione trasversale di un ponte, sempre nel caso di un unico trasverso. Poiché l'abbassamento di ciascuna trave è in relazione al carico da essa portato, la deformata del trasverso sarà proporzionale, a meno delle rigidzze delle travi, al diagramma dei coefficienti di ripartizione trasversale. Nel caso di figura (a) il trasverso è supposto privo di rigidzza flessionale. Tutto il carico è sopportato dalla trave su cui agisce, cioè:

$$r_{i,i} = 1 \quad r_{i,j} = 0 \quad \text{per } i \neq j$$

Nel caso di figura (b) il trasverso è supposto avere rigidzza flessionale infinita. La deformata trasversale del ponte deve quindi essere rettilinea, mentre le travi ruotano dell'angolo φ . Il carico interessa, in misura diversa, tutte le travi. Se questa rotazione non è possibile, cioè se si suppone anche la rigidzza torsionale delle travi infinita caso limite figura (c)

la deformata della sezione trasversale del ponte non può che consistere in un abbassamento uniforme; siamo nel caso ideale di ripartizione uniforme del carico, qualunque sia la sua posizione, cioè $r_{i,j} = 1/n$.

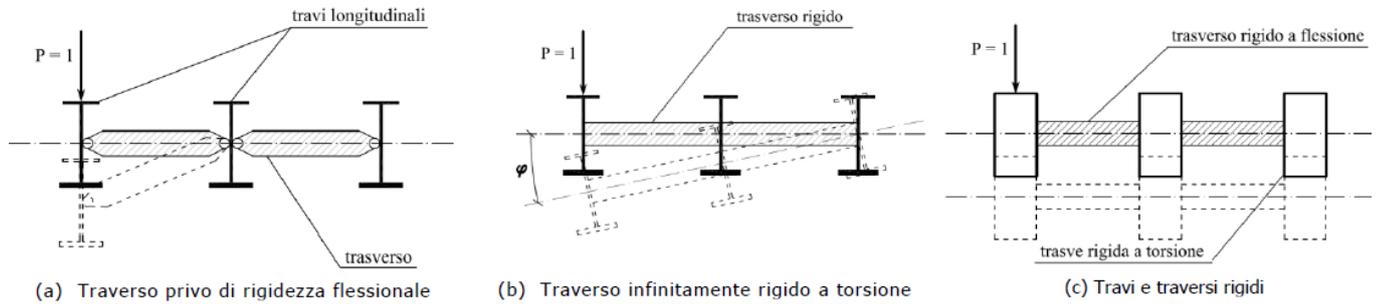


Figura 37: Tipologie di diaframmi considerati

Da quanto visto risulta chiaro come la rigidità flessionale dei trasversi e quella torsionale delle travi siano i fattori che incidono maggiormente sulla ripartizione del carico. In realtà, nel caso di più trasversi, anche le rigidità torsionali di questi influenzano il comportamento del graticcio, ma in genere, per ragioni costruttive, i trasversi hanno sempre rigidità torsionali modeste per cui questo parametro ha scarsa influenza.

2.4.8.2 Graticci con trasversi infinitamente rigidi

Si consideri ancora un graticcio costituito da n travi ed un unico trasverso e si supponga trascurabile la rigidità torsionale delle travi, ipotesi questa sufficientemente valida per tutti i ponti con nervature ad anima sottile, quali le travi in c.a.p. od in acciaio. In questa ipotesi si può isolare il trasverso e trattarlo come trave continua su appoggi elastici. Questi ultimi rappresentano le travi longitudinali. La cedevolezza di queste molle (abbassamento provocato da una forza unitaria) sarà del tipo:

$$\omega_1 = c \cdot l^3 / E \cdot J_1$$

essendo c una costante che dipende da dove è posizionato il trasverso, cioè da l_1 , e da come è vincolata la trave. (Ad esempio per la trave appoggiata e trasverso in mezzeria della stessa si ha $c = 1/48$). La risoluzione della trave continua su appoggi elastici mostra come la distribuzione degli sforzi sia legata al parametro adimensionale (parametro di Homberg):

$$Z = 6 \cdot E \cdot J_t \cdot \omega_1 / b_1^3 = 6 \cdot c \cdot (l/b_1)^3 \cdot J_t / J_1$$

L'equazione mostra chiaramente come per avvicinarsi all'ipotesi di trasverso infinitamente rigido, cioè $Z = \infty$, sia più importante il rapporto l/b_1 , che compare al cubo, che la effettiva rigidità flessionale del trasverso, cioè il rapporto J_t/J_1 . Per valori di Z superiori a 25 le differenze con il caso limite $Z = \infty$ sono modeste. Tali differenze si riducono ulteriormente, a parità di Z , al ridursi del numero di travi, cioè della larghezza dell'impalcato. Nel caso di 3 sole travi e $Z = 20$ le differenze rispetto all'ipotesi di trasverso rigido sono inferiori al 5%. Se si osserva che per $J_t/J_1=1$, $l/b_1=10$ (travata di 30 m di luce con travi a 3 m di interasse, trasverso in mezzeria) risulta $Z \approx 20$, si capisce come l'ipotesi di trasversi rigidi sia senz'altro accettabile per molti ponti a travata. Come già detto, a meno delle costanti delle molle, gli abbassamenti sono proporzionali alle reazioni che nascono nelle molle stesse. Dal primo principio di reciprocità deriva poi che la deformata trasversale del ponte è proporzionale alla linea d'influenza del coefficiente di ripartizione della trave

carica. Nel caso di molle di eguale rigidezza (travi tutte eguali) la deformata trasversale coincide anche, a meno della costante delle molle, con il diagramma dei coefficienti di ripartizione.

2.4.8.3 Il calcolo dei coefficienti di ripartizione

Il problema iperstatico della trave continua su appoggi elastici si semplifica notevolmente se si ammette la trave rigida. Infatti per individuare la configurazione deformata del sistema sono sufficienti due parametri che si possono determinare con semplici equazioni di equilibrio (metodo degli spostamenti). Nel caso di molle diverse tra loro (travi longitudinali di diverso momento d'inerzia o diversa luce), è necessario individuare preliminarmente il baricentro C delle rigidezze delle molle. Si possono assumere poi come incognite l'abbassamento δ e la rotazione φ di figura sotto.

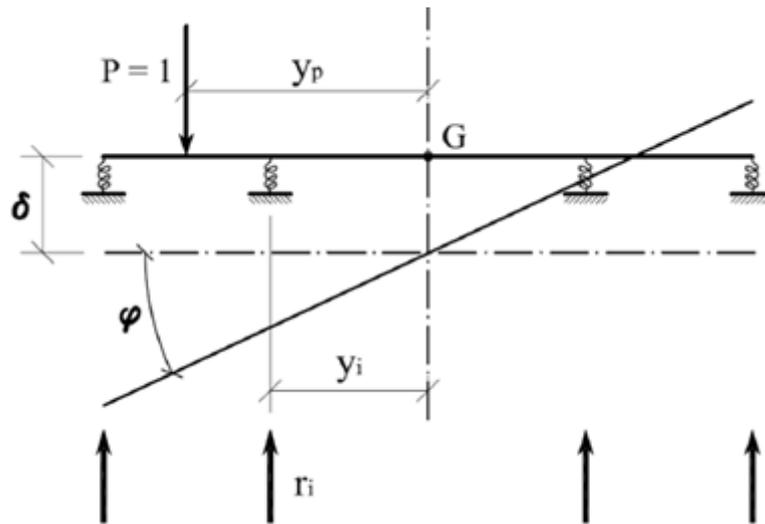


Figura 38: Schema di calcolo dei coefficienti di ripartizione

Detta K_i la rigidezza della generica molla i -esima e r_i la reazione che essa esplica si ha per definizione:

$$r_i = K_i \cdot (\delta + \varphi y_i)$$

Dalle equazioni di equilibrio si trae:

$$\sum r_i = 1 = \sum K_i \cdot \delta \quad \delta = 1/\sum K_i \quad \sum r_i \cdot y_i = 1 \cdot y_p = \sum K_i \cdot \varphi \cdot y_i^2$$

$$\varphi = y_p / \sum K_i \cdot y_i^2$$

Si ha quindi il valore dei coefficienti di ripartizione cercato:

$$r_i = \frac{K_i}{\sum K_i} + \frac{y_i \cdot y_p}{\sum K_i \cdot y_i^2} \cdot K_i$$

Nel caso frequente di travi longitudinali tutte uguali tra loro ed ugualmente vincolate si ha $K_i = K$ e l'espressione di r diviene:

$$r_i = \frac{1}{\sum n} + \frac{y_i \cdot y_p}{\sum y_i^2}$$

In questo caso particolare vale inoltre l'eguaglianza:

$$r_{i,j} = r_{j,i}$$

Facendo attenzione a prendere le y con il proprio segno. Se nelle espressioni viste si tiene fisso y_p facendo variare y_i , si ottiene il diagramma dei coefficienti di ripartizione per la posizione fissata del carico; se invece si fissa y_i , cioè la posizione di una trave, e si fa variare y_p si ottiene la linea di influenza di r_i .

2.4.8.4 Il metodo degli infiniti trasversi infinitamente rigidi

Grazie alle ipotesi fatte (trasversi con rigidezza flessionale infinita e torsionale nulla) non si ha influenza mutua dei trasversi nella ripartizione trasversale del carico. Sotto queste ipotesi un metodo di calcolo approssimato è quello degli infiniti trasversi infinitamente rigidi, detto anche comunemente metodo di Courbon o dell'Albenga. Consiste semplicemente nel supporre la presenza di un trasverso sotto una qualunque posizione del carico. Con questa ipotesi un carico distribuito con una legge qualsiasi su una trave si ripartisce tra le altre travi mantenendo inalterata la propria forma ma con una intensità proporzionale al coefficiente di ripartizione. Infatti sotto ogni carico elementare $p \cdot dx$ immaginiamo un trasverso che lo ripartisce fra le varie travi secondo i coefficienti r visti. In particolare un carico uniformemente ripartito applicato ad una trave sarà tale anche per le travi non direttamente caricate. Questa ipotesi trova giustificazione nel buon accordo con i dati sperimentali. Ciò si può spiegare in parte con la presenza della soletta che agisce trasversalmente come una serie di trasversi accostati, se pur di rigidezza limitata. Ci sono anche altri metodi semplificati come quello di Engesser o di Guyon - Massonnet - Bares.

CAPITOLO 3: AZIONI SUI PONTI STRADALI

3.1 Introduzione

Per poter modellare la nostra struttura al Sap 2000 v.14 advanced è necessario oltre alla creazione del modello, poter calcolare le azioni da inserire come carichi alla struttura, in questo modo si riesce tramite una serie di combinazioni di carico, ad involuppare tutte le massime sollecitazioni che insisteranno sulla struttura durante tutta la sua vita di progetto e si prosegue alla progettazione degli elementi strutturali che compongono tutto il ponte. Per i ponti strallati è molto importante determinare in modo rigoroso le azioni del vento, che incidono molto sulla stabilità del ponte. Il ponte in questione è un ponte curvo quindi ci sarà anche l'effetto dell'azione centrifuga da inserire nel modello, sarà caricato anche lo spettro di risposta per poter effettuare l'analisi dinamica della struttura, anche se i terremoti per questo tipo di ponti incidono poco sul loro comportamento statico ma possono tuttavia crearsi delle situazioni di crisi per qualche elemento della struttura che comporti il collasso dell'intera opera.

3.2 Azioni sui ponti stradali

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

3.2.1 Azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: G_1
2. Carichi permanenti portati: G_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: G_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

3.2.2 Deformazioni impresse

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 . Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.
2. Effetti reologici: ritiro e viscosità ε_2 ; Variazioni termiche ε_3 . Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

3. Cedimenti vincolari: ε_4 Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

3.2.3 Azioni variabili da traffico

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali. Le larghezze w_1 delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

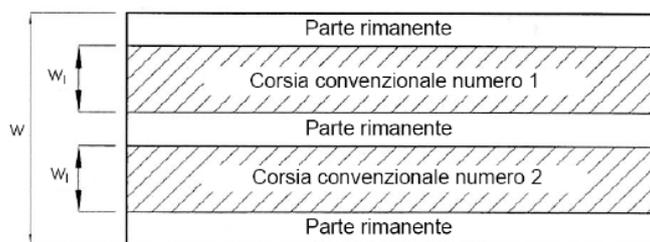


Figura 39: Numerazione delle corsie convenzionali

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 40: Tabella riepilogativa delle larghezze delle corsie convenzionali

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

3.2.3.1 Schemi di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

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

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 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.

3.2.3.2 Categorie stradali

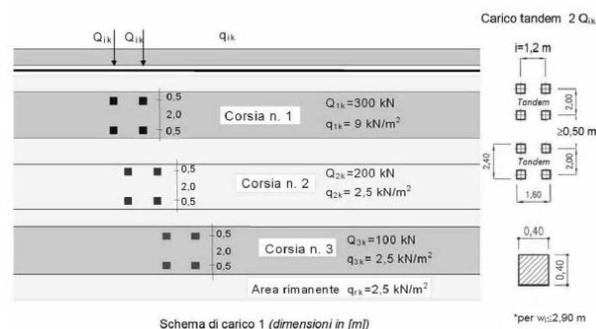
Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2^a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a e 2^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.



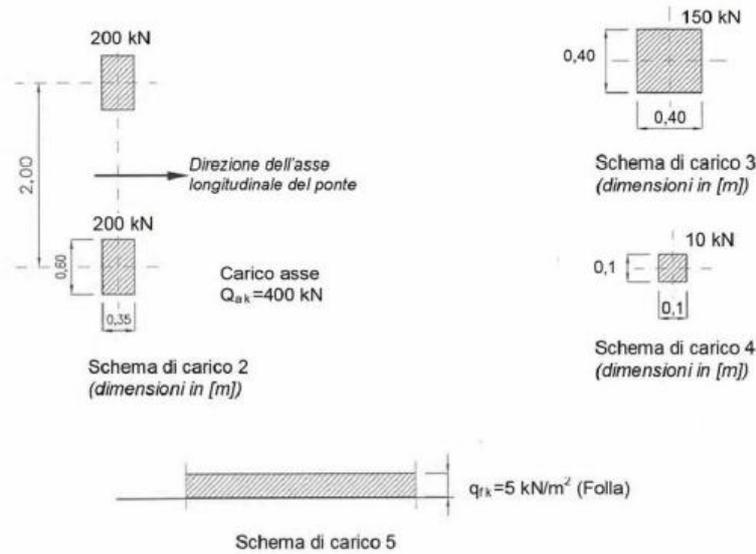


Figura 41: Schemi di carico

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a due, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 42: Valori di carico da attribuire per le varie corsie

3.2.3.3 Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato.

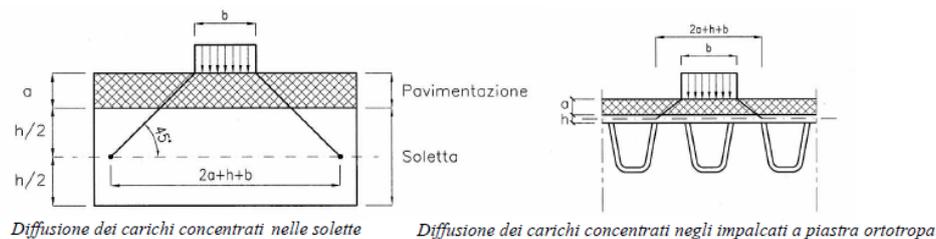


Figura 43: Diffusione dei carichi in soletta

Nel caso in esame la soletta ha uno spessore di 22 cm, mentre la pavimentazione stradale è composta da 4 cm di binder e 4 cm di strato di usura quindi avremo nel caso di schema di carico uno avente l'ampiezza del pneumatico di 40 cm:

$$2a + h + b = 2 \cdot 8 + 22 + 40 = 78 \text{ cm.}$$

3.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale N. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{ik}) + 0,10q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per ponti di 1^a categoria ed a:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{ik}) + 0,10 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 2^a categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

3.2.4.1 Azione centrifuga: q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tabella sotto, essendo $Q_v = \sum_i 2 \times Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Figura 44: Tabella dei valori caratteristici delle forze centrifughe

3.2.5 Azione di neve, vento: q_5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 delle NTC 2008. L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura. La superficie dei carichi transiti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale. L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non fa nascere fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento. Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali. Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

3.2.6 Azioni sismiche: q_6

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al Cap. 3.2 delle NTC2008. Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

3.2.7 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Figura 45: Tabella delle combinazioni di carico

La Tabella successiva fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1$.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ 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. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Figura 46: Tabella dei coefficienti parziali

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tabella seguente:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
Vento q_3	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_3	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 47: Tabella dei coefficienti di combinazione

3.2.8 Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche. In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si dovrà verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

Stati Limite di Esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si dovrà verificare che sia: $E_d \leq C_d$, dove C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate, E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico.

Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito. Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato. Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

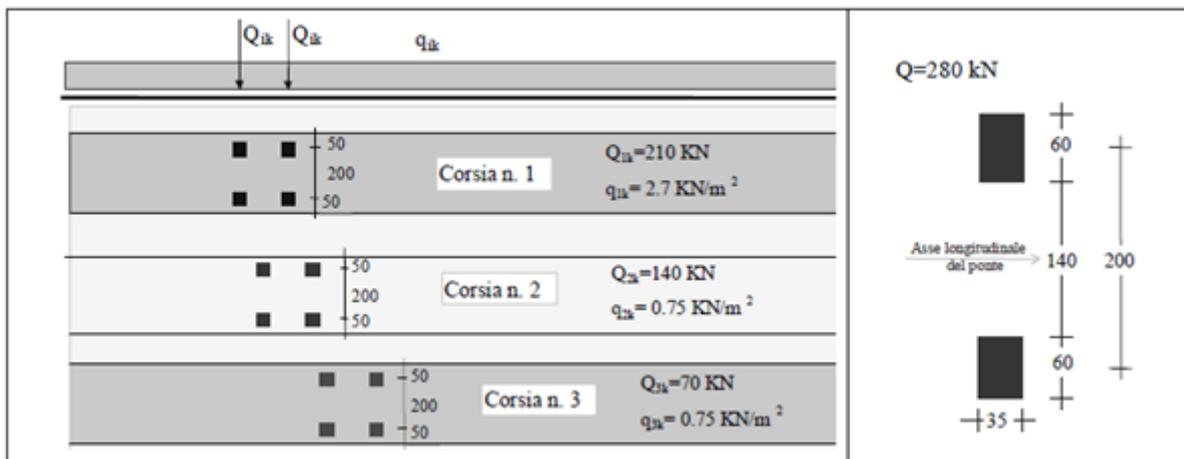


Figura 48: Modello di carico di fatica n.1

3.2.8.1 Verifiche a Danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D sarà valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera. Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, riportato in figura sotto, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 KN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni interessanti la strada servita dal ponte. I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati anch'essi in tabella.

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si considererà sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli superiori a 100 KN, rilevanti ai fini della verifica a fatica dedotto dalla Tabella sotto:

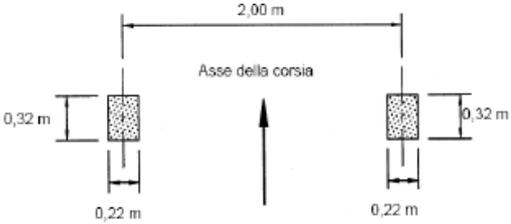
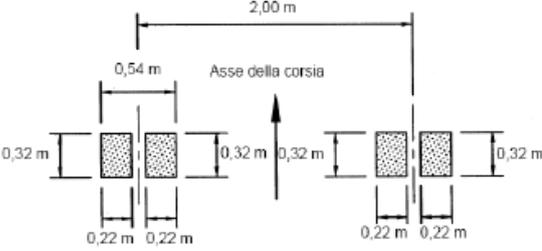
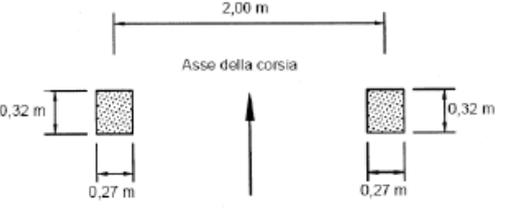
<i>Tipo di pneumatico</i>	<i>Dimensioni dell'asse e delle impronte</i>
A	
B	
C	

Figura 49: Tipologie differenti di pneumatico

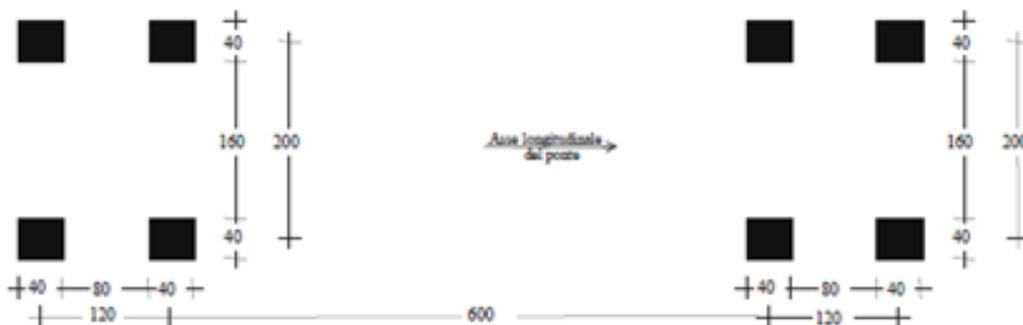


Figura 50: Modello di carico a fatica n.3

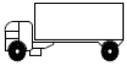
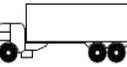
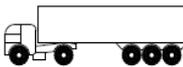
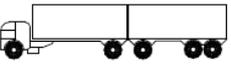
<i>Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti</i>				<i>Composizione del traffico</i>		
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 51: Modello di carico a fatica n.4 - veicoli equivalenti

3.2.8.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

3.2.8.3 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto. Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

CAPITOLO 4: ANALISI DELLE AZIONI SUL PONTE

4.1 Azioni permanenti

Si procede al calcolo delle azioni permanenti sulla sovrastruttura d'impalcato, i pesi propri degli elementi strutturali vengono tenuti in conto dal programma di calcolo stesso, quindi noi ci limiteremo a definire i carichi permanenti portati che saranno inseriti di volta in volta nella modellazione.

➤ Peso proprio degli elementi strutturali G_1

❖ Peso proprio soletta

- Spessore soletta in carreggiata = 30 cm;
- Spessore soletta in corrispondenza dei marciapiedi = 60 cm;
- Peso specifico del calcestruzzo armato = 25 KN/m³;
- Carico soletta su mq = $0,30 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 25 = 7,50$ KN/m² (carico in carreggiata);
- Carico soletta su mq = $0,60 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 25 = 15,00$ KN/m² (carico su marciapiede);
- Peso totale soletta = $15,00 \cdot 2,60 \cdot 250,00 + 7,50 \cdot 17,40 \cdot 250,00 = 9750,00 + 32625,00 = 42375,00$ KN

❖ Peso proprio travata

- Peso specifico acciaio strutturale = 78,50 KN/m³;
- Altezza della travata complessiva = 300 cm;
- Spessore piattabanda superiore = 4 cm;
- Spessore piattabanda inferiore = 6 cm;
- Larghezza piattabanda superiore = 120 cm;
- Larghezza piattabanda inferiore = 160 cm;
- Lunghezza anima della travata = 290 cm (al netto degli spessori delle piattabande);
- Area sezione travata = $4 \cdot 120 + 3 \cdot 290 + 6 \cdot 160 = 480 + 870 + 960 = 2310$ cm² $\sim 0,231$ m²
- Peso trave principale = $78,50$ KN/m³ $\cdot 0,231$ m² = 18,13 KN/m
- N. totale travi principali = 4;
- N. giunti totali per le quattro travate principali (a completo ripristino) = 65;
- N. bulloni totali del giunto = 180;
- Peso totale bulloneria del giunto (classe 10.9 M27) = $0,766 \cdot 180 = 137,88$ Kg $\sim 1,35$ KN;
- Peso coprigiunti piattabanda superiore = $2 \cdot 0,03 \cdot 1,10 \cdot 0,55 \cdot 7850 = 284,95$ Kg $\sim 2,80$ KN;
- Peso coprigiunti piattabanda inferiore = $2 \cdot 0,024 \cdot 1,40 \cdot 0,70 \cdot 7850 = 369,30$ Kg $\sim 3,62$ KN;
- Peso coprigiunti anima = $2 \cdot 0,024 \cdot 2,76 \cdot 0,60 \cdot 7850 = 624,00$ Kg $\sim 6,12$ KN;
- Peso totale del singolo giunto = 1416,20 Kg $\sim 13,90$ KN;

- Peso totale giunti = $65 \cdot 13,90 = 903,50$ KN;
- Peso totale travi principali = $4 \cdot 18,13 \cdot 250,00 + 903,50 = \mathbf{19033,50}$ KN

➤ Carichi permanenti portati G_2

❖ Peso proprio pavimentazione stradale (composizione 4 cm di usura e 5 cm di binder)

- Pavimentazione stradale = $3 \text{ KN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 3 \text{ KN/m}$

❖ Peso proprio guard rail

- Fascione in alluminio = 1 KN/m

❖ Peso proprio barriera anticaduta

- Parapetto = 1 KN/m

4.2 Azioni da traffico

La prima cosa da fare è determinare la larghezza delle corsie convenzionali, ossia quelle corsie che devono essere caricate sul modello per ottenere le condizioni più sfavorevoli al fine di massimizzare le sollecitazioni agli elementi strutturali esaminati. La normativa ci fornisce una tabella per il calcolo della larghezza convenzionale che riportiamo in figura sotto. Le corsie convenzionali come si può notare dipendono dalla larghezza dell'impalcato del ponte in esame. Bisogna valutarla da caso a caso. Riportiamo i valori indicati dalla norma:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 52: Prospetto per il calcolo del numero di corsie convenzionali

Nel nostro caso l'impalcato ha una larghezza di 20 metri complessivi, ma per carreggiata si intende la massima larghezza dell'impalcato dove può transitare il pneumatico dei mezzi di trasporto, siccome il nostro impalcato è dotato di spartitraffico centrale fisso, si suddividerà autonomamente in corsie convenzionali le due parti di carreggiata separate:

Larghezza spartitraffico centrale = $2,00 \text{ m}$;

Larghezza totale impalcato = $20,00 \text{ m}$;

Larghezza carreggiata $w = 8,40 \text{ m}$.

Come notiamo questo valore rientra nella riga n.3 della tabella precedentemente esposta quindi il numero delle corsie convenzionali nel nostro caso è:

$n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(8,40/3) = 2$ corsie dato che la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3 m (fornita sempre dalla tabella sopra).

La larghezza della zona rimanente invece è pari a:

$L_{\text{Rimanente}} = w - (3 \cdot n_l) = 8,40 - (3 \cdot 2) = 2,40$ m, questa larghezza rimanente dovrà essere anch'essa caricata con il carico specificato dalla normativa.

In definitiva stabilite le corsie convenzionali adesso si tratta soltanto di applicare quello che dice la norma in quanto ai carichi da applicare sulle suddette corsie, ovvero:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 53: Prospetto per il calcolo dei carichi sulle corsie convenzionali

Nella nostra progettazione abbiamo preso come riferimento lo schema di carico 1 che serve sia per le verifiche locali che globali, caricheremo allora le corsie come segue:

Corsia n.1

- Carico asse $Q_{ik} = 300$ KN per asse;
- Carico distribuito $q_{ik} = 9,00$ KN/m².

Corsia n.2

- Carico asse $Q_{ik} = 200$ KN per asse;
- Carico distribuito $q_{ik} = 2,50$ KN/m².

Corsia rimanente (con larghezza di 1,80 metri):

- Carico distribuito $q_{ik} = 2,50$ KN/m².

Questi sono tutti i carichi che andremo a caricare nel modello e che nascono dalle azioni variabili da traffico comprendenti gli effetti dinamici. Con la teoria delle linee di influenza stabiliremo in una fase secondaria quale corsia caricare e quale non caricare per penalizzare le verifiche degli elementi strutturali (utilizzeremo il Teorema di Land – Colonnetti). In figura sotto rappresentiamo la disposizione delle corsie convenzionali per il nostro impalcato:

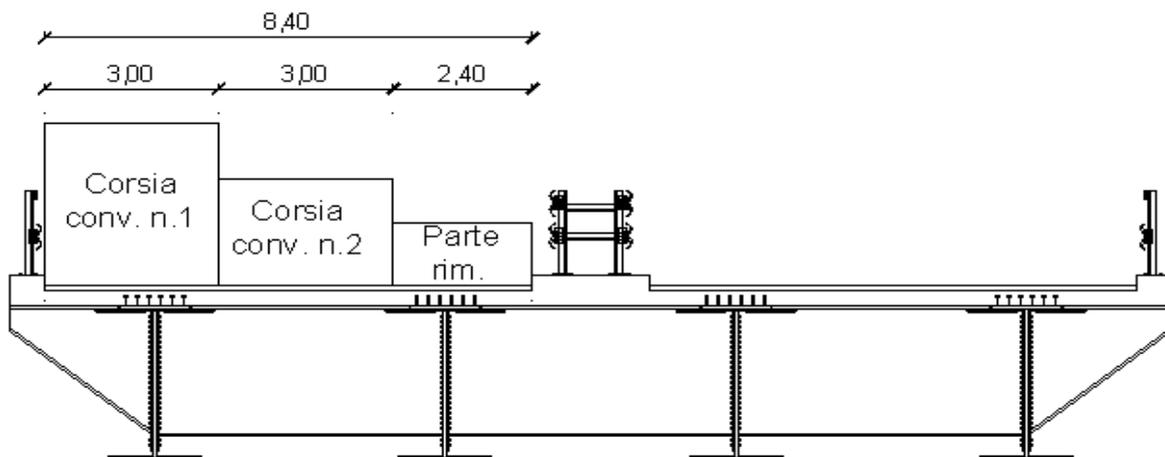


Figura 53 - A: Disposizione delle corsie convenzionali

4.3 Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base". Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U funzione della classe d'uso. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 54: Tabella riassuntiva della vita nominale dell'opera

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 55: Tabella riassuntiva dei coefficienti d'uso

Quindi per la nostra costruzione abbiamo $V_N = 100$ anni e quindi:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2,00 = 200 \text{ anni}$$

Tramite il programma "SPETTRI NTC" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ci calcoliamo per la zona scelta i parametri che ci servono per la valutazione dello spettro di risposta che è indispensabile per la valutazione delle azioni sismiche.

4.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Figura 56: Formule per il calcolo dei periodi dello spettro di risposta

nelle quali T ed $S_e(T)$ sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

– η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = 10/(5 + \xi) \leq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove T_C^* è definito al § 3.2 delle NTC e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Figura 56: Tabella per il calcolo dei coefficienti S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 57: Tabella dei valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4.3.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 58: Tabella delle probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

4.3.3 Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Una volta assegnati tutti questi parametri andiamo a inserirli nel programma SPETTRI NTC e ricaviamo l'azione di progetto. Ci ricaviamo così lo spettro di risposta allo SLV che ci serve nella nostra progettazione. Riportiamo inoltre tutti i dati ricavati per il sito in questione necessari per la valutazione dell'azione sismica.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.142	2.313	0.317
SLD	201	0.183	2.349	0.332
SLV	1898	0.464	2.500	0.427
SLC	2475	0.512	2.513	0.442

Figura 59: Tabella dei valori in funzione dello stato limite considerato

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
15.6621

LATITUDINE
38.1115

Ricerca per comune

REGIONE
Calabria

PROVINCIA
Reggio Calabria

COMUNE
Reggio di Calabria

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ||>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.464 g
F_0	2.500
T_c^*	0.427 s
S_s	1.004
C_c	1.391
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.004
η	1.250
T_B	0.198 s
T_C	0.593 s
T_D	3.457 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1.0 / (S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Figura 60: Tabella dei parametri dipendenti ed indipendenti

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_M info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	120
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

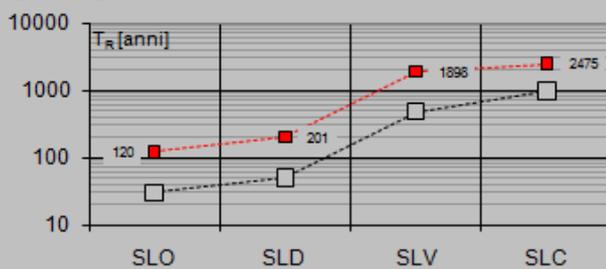
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_B = 1.004$ $C_o = 1.391$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza info

Compon. verticale

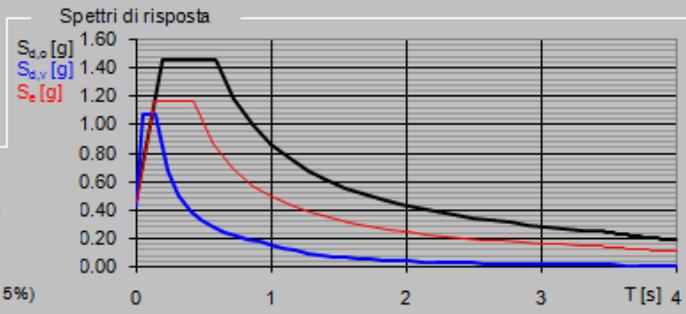
Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

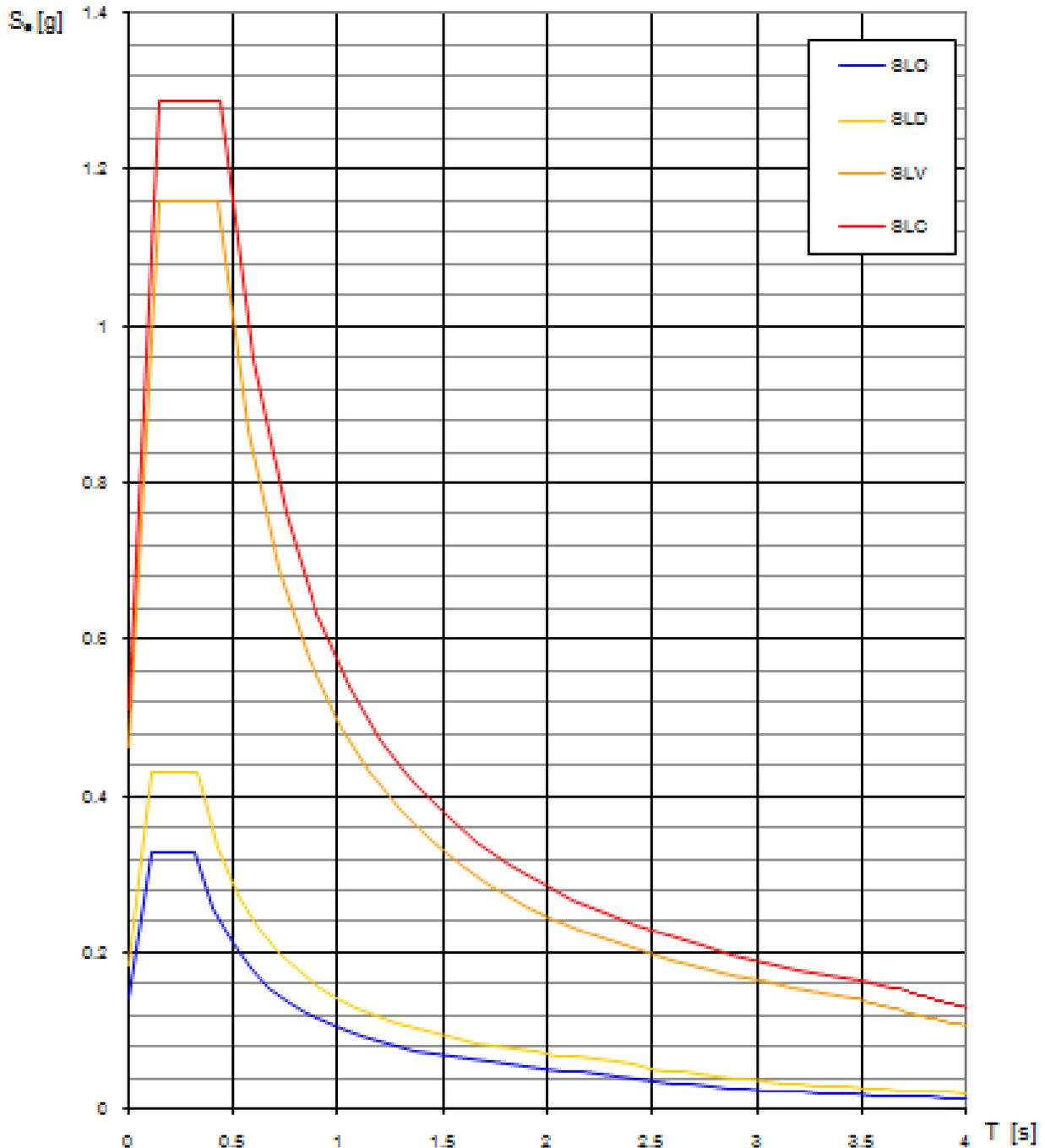


Figura 61: Spettro di progetto per i diversi stati limite considerati

4.3.3.1 Criteri generali di progettazione

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi. Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione

di possibili meccanismi di rottura per taglio. Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze" descritto nel seguito per ogni caso specifico. La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti. L'intrinseca incertezza che caratterizza la valutazione di tali spostamenti rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

4.3.3.2 Valori del fattore di struttura

Per gli elementi duttili in calcestruzzo armato, i valori di q_0 della tabella sotto valgono se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k ottenuta dividendo lo sforzo di calcolo N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed} / A_c \cdot f_{ck}$) non eccede il valore 0,3. La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$. Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato dalla seguente espressione:

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] (q_0 - 1)$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$. Allora calcoliamo il valore della compressione normalizzata:

$$N_{Ed} = 23000 \text{ tonnellate} = 230000000 \text{ N};$$

$$A_c = 54,5649 \text{ m}^2 = 54564900 \text{ mm}^2;$$

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2 \text{ (essendo il calcestruzzo per la realizzazione del pilone di classe C28/35).}$$

$$v_k = 230000000 / (54564900 \cdot 28) = 0,16 < 0,30 \text{ quindi questi valori in tabella sono validi.}$$

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0
Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
Spalle rigidamente connesse con l'impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno ⁷	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

Figura 62: Tabella dei valori del fattore di struttura

Come possiamo notare in tabella, il valore del fattore di struttura per una pila verticale inflessa in classe di duttilità bassa è di 1,5. Nel caso della nostra progettazione, per cautelarci non affidiamo al pilone il compito di subire plasticizzazione,

lo progettiamo con un fattore di struttura pari all'unità così da ottenere lo spettro di progetto senza riduzione, questo va a discapito di maggiori forze risultanti sul pilone dovute all'azione sismica che saranno assorbiti interamente dalla sezione senza tenere in conto eventuali ridistribuzioni di sforzo.

4.3.4 Analisi dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$). Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Si riportano in tabella i dati relativi all'analisi modale effettuata per la nostra struttura in esame, in tabella possiamo notare i periodi di ciascun modo di vibrare, che saranno decrescenti al crescere del numero dei modi di vibrare, notiamo anche che ci sono delle colonne che riportano la massa partecipante al modo di vibrare i -esimo, per la normativa antisismica i modi di vibrare da considerare per lo studio di una struttura deve essere il numero minimo che convogli l'85% della massa modale in ciascuna direzione, se notiamo le colonne a destra nel 36° modo di vibrare si arriva ad una massa partecipante del 93,74 % lungo l'asse X e dell' 95,73 % lungo la direzione dell'asse delle Y. Inoltre ci sono riportati i coefficienti di partecipazione in ogni direzione relativi all' i -esimo modo di vibrare. In analisi con spettro di

risposta avendo i valori dei periodi dei modi proprio di vibrare il programma in automatico entrerà con il valore del periodo dell'i-esimo modo sullo spettro di risposta relativo alla zona in cui sorge l'opera e ricava un valore di accelerazione al suolo che moltiplicata per la massa partecipante darà un'azione sulla struttura. Riportiamo quanto detto nella seguente tabella:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless
MODAL	Mode	1	1.497115	0.00000915	0.57424	0.00055	0.00000915	0.57424	0.00055	0.48528	0.00042
MODAL	Mode	2	1.207714	0.27647	0.00002089	0.000004382	0.27648	0.57427	0.00055	0.00001818	0.08016
MODAL	Mode	3	0.931023	0.03662	0.0000003656	0.0000002388	0.3131	0.57427	0.00055	0.0000002336	0.00117
MODAL	Mode	4	0.6672	0.00001009	0.00193	0.17374	0.31311	0.5762	0.17428	0.05075	0.15386
MODAL	Mode	5	0.590698	0.23104	0.0000002259	0.00001262	0.54415	0.5762	0.1743	0.000002558	0.00087
MODAL	Mode	6	0.443794	0.0000001505	0.00596	0.00838	0.54415	0.58216	0.18267	0.00151	0.00744
MODAL	Mode	7	0.420895	0.00155	0.000002508	0.000006558	0.5457	0.58216	0.18268	0.0000003712	0.00015
MODAL	Mode	8	0.373902	0.00063	0.000005884	0.0000003984	0.54633	0.58217	0.18268	0.000001265	0.00065
MODAL	Mode	9	0.342275	0.000008039	0.23178	0.0005	0.54634	0.81395	0.18317	0.03633	0.0004
MODAL	Mode	10	0.333383	0.01394	0.00041	0.000006473	0.56028	0.81436	0.18318	0.00000264	0.00058
MODAL	Mode	11	0.328749	0.00004693	0.02719	0.00211	0.56033	0.84156	0.18528	0.00178	0.002
MODAL	Mode	12	0.288161	0.00181	0.00002157	0.000001481	0.56214	0.84158	0.18529	0.0000007664	0.00041
MODAL	Mode	13	0.283135	0.0000000309	0.00003123	0.00002163	0.56214	0.84161	0.18531	0.000003156	0.00001885
MODAL	Mode	14	0.276201	0.000002362	0.01823	0.00099	0.56214	0.85984	0.1863	0.00002732	0.00092
MODAL	Mode	15	0.249886	0.000001258	0.05754	0.00037	0.56214	0.91738	0.18667	0.00185	0.00033
MODAL	Mode	16	0.231258	0.16425	0.0000001741	0.0000003701	0.7264	0.91738	0.18667	0.0000001294	0.00011
MODAL	Mode	17	0.225197	0.01777	0.000001128	0.0000002533	0.74417	0.91739	0.18667	0.0000002338	0.00037
MODAL	Mode	18	0.209059	0.00414	0.00000003329	0.000001694	0.74831	0.91739	0.18667	0.0000003011	0.000478
MODAL	Mode	19	0.193137	0.000001196	0.00054	0.03518	0.74831	0.91792	0.22185	0.01061	0.03079
MODAL	Mode	20	0.183819	0.00035	0.0000002439	0.00005067	0.74866	0.91792	0.2219	0.0000004145	0.00136
MODAL	Mode	21	0.174805	0.00000007006	0.02161	0.00157	0.74866	0.93953	0.22348	0.00192	0.00136
MODAL	Mode	22	0.173081	0.0000002082	0.00049	0.01464	0.74866	0.94002	0.23812	0.00113	0.01274
MODAL	Mode	23	0.153596	0.00000001155	0.000002393	0.00001853	0.74866	0.94003	0.23814	0.00007115	0.00001727
MODAL	Mode	24	0.141299	0.00027	0.000001697	0.000001085	0.74893	0.94003	0.23814	0.00000191	0.00166
MODAL	Mode	25	0.136608	0.01329	0.000006369	0.00009822	0.76222	0.94003	0.23824	0.00012	0.000001877
MODAL	Mode	26	0.135475	0.00016	0.00048	0.00844	0.76238	0.94051	0.24668	0.01043	0.00767
MODAL	Mode	27	0.13109	0.00011	0.0000001294	0.000002102	0.76249	0.94051	0.24668	0.000003352	0.00074
MODAL	Mode	28	0.127402	0.000001452	0.00612	0.00591	0.76249	0.94664	0.2526	0.00008868	0.00519
MODAL	Mode	29	0.124926	0.0000001049	0.0107	0.00139	0.76249	0.95734	0.25398	0.00325	0.00121
MODAL	Mode	30	0.120304	0.00009361	0.00001138	0.00046	0.76259	0.95735	0.25445	0.000003333	0.000006879
MODAL	Mode	31	0.120191	0.00016	0.0000002198	0.00829	0.76275	0.95735	0.26274	0.00346	0.00808
MODAL	Mode	32	0.118404	0.00005339	0.0000007998	0.01516	0.7628	0.95735	0.27789	0.00718	0.01648
MODAL	Mode	33	0.118148	0.00145	0.00000003415	0.00528	0.76425	0.95735	0.28317	0.00187	0.00725
MODAL	Mode	34	0.1172	0.00378	0.0000005818	0.02643	0.76802	0.95735	0.30961	0.00829	0.01644
MODAL	Mode	35	0.114964	0.0002	0.0000004001	0.01194	0.76823	0.95736	0.32155	0.00479	0.01053
MODAL	Mode	36	0.114173	0.16923	0.00000004071	0.00044	0.93745	0.95736	0.32199	0.00011	0.00087

Figura 63: Tabella delle masse partecipanti

4.4 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema. La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella sotto e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite sotto;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 64: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , K_a

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

4.4.1 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

4.4.2 Azione tangente del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

- q_b , c_e sono stati definiti precedentemente;
- c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

4.4.3 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

Dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

4.4.3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned}$$

dove

- k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 65: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Figura 66: Classi di rugosità del terreno

La classe di rugosità del terreno è la B. La zona del nostro interesse è la Zona 4 poiché si tratta di Reggio Calabria quindi la tabella a cui fare riferimento è la seguente:

ZONE 1,2,3,4,5						
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 67: Prospetto per la determinazione della categoria di esposizione del sito

Come si può notare ad una distanza dal mare della costruzione di 30 Km la categoria per i terreni con rugosità di tipo B è la III (categoria di esposizione del sito). Ci calcoliamo tutti i dati che servono per la determinazione dell'azione da vento esercitata sul ponte. Dalle tabelle viste sopra ricaviamo:

$$V_{b,0} = 28 \text{ m/s}; \quad a_0 = 500 \text{ m}; \quad K_a = 0,020 \text{ s}^{-1};$$

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot (28)^2 = 490,00 \text{ N/m}^2$$

$$K_R = 0,20; \quad z_0 = 0,10 \text{ m}; \quad z_{\min} = 5,00 \text{ m}; \quad c_t = 1; \quad z = 88,00 \text{ m};$$

$$c_d = 1; \quad c_p = 2,4 - 1 = 1,40;$$

$$c_e(z) = (0,2)^2 \cdot 1,00 \cdot \ln(30/0,1)[7 + 1 \cdot \ln(30/0,1)] = 0,271 \cdot [7 + 6,78] = 3,73$$

$$p = 490,00 \cdot 3,73 \cdot 1 \cdot 1,40 = 2564,00 \text{ N/m}^2$$

Una volta determinata la pressione del vento sulla superficie di 1 m^2 possiamo ricavarci l'azione che il vento esercita sulle parti strutturali del ponte conoscendo la geometria dello stesso, ad esempio ci ricaviamo il carico uniformemente distribuito sia alle travi per effetto del momento torcente prodotto dal vento e sia all'impalcato facendo riferimento ad un'area investita che si innalza per 3 metri dal piano viabile come specificato dalla normativa per i ponti stradali, considerando quindi l'ingombro di un eventuale veicolo posto sulla carreggiata. Per semplicità di esposizione si riportano i ragionamenti fatti per il calcolo dell'azione da vento sull'impalcato. Gli effetti che si vengono a creare sono carichi distribuiti sugli elementi strutturali, per quel che riguarda l'impalcato il vento lo investe per un'altezza complessiva di $3,00 + 3,30 \text{ m}$ quindi nel modello di analisi definiremo un elemento frame parallelo alla linea d'asse del ponte accostandolo all'estremo dell'impalcato ed attribuendo un carico distribuito linearmente pari a:

$$q_{\text{impalcato}} = 2564,00 \text{ N/m}^2 \cdot 6,30 \text{ m} = 16153,00 \text{ N/m} \sim 16,15 \text{ KN/m}$$

Ci calcoliamo adesso i carichi distribuiti linearmente da attribuire alle travi principali per effetto del momento torcente prodotto dal vento e riguardante l'impalcato, scriviamo l'equazione di equilibrio al momento rispetto la base delle travi principali di bordo supponendo che il momento è completamente assorbito dalle prime due travi:

$$M_1 + M_2 = q \cdot L \quad \text{dove:}$$

$$M_1 = q_v \cdot 3,00 \cdot (1,50 + 3,30) = 2564,00 \cdot 3,00 \cdot 4,80 = 36922 \text{ Nm} \sim 36,92 \text{ KNm}$$

$$M_2 = q_v \cdot 3,30 \cdot (3,30/2) = 2564,00 \cdot 3,30 \cdot 1,65 = 13961,00 \text{ Nm} \sim 13,96 \text{ KNm}$$

$$q_1 = q_2 = q_{\text{trave}} \quad ; \quad L = 5,00 \text{ metri (passo delle travi principali)}$$

$$q_{\text{trave}} = (M_1 + M_2)/L = (36,92 + 13,96)/5 = 10,17 \text{ KN/m (Carico da ripartire lungo le travi nelle direzioni rappresentate nel disegno per vento proveniente da destra)}$$

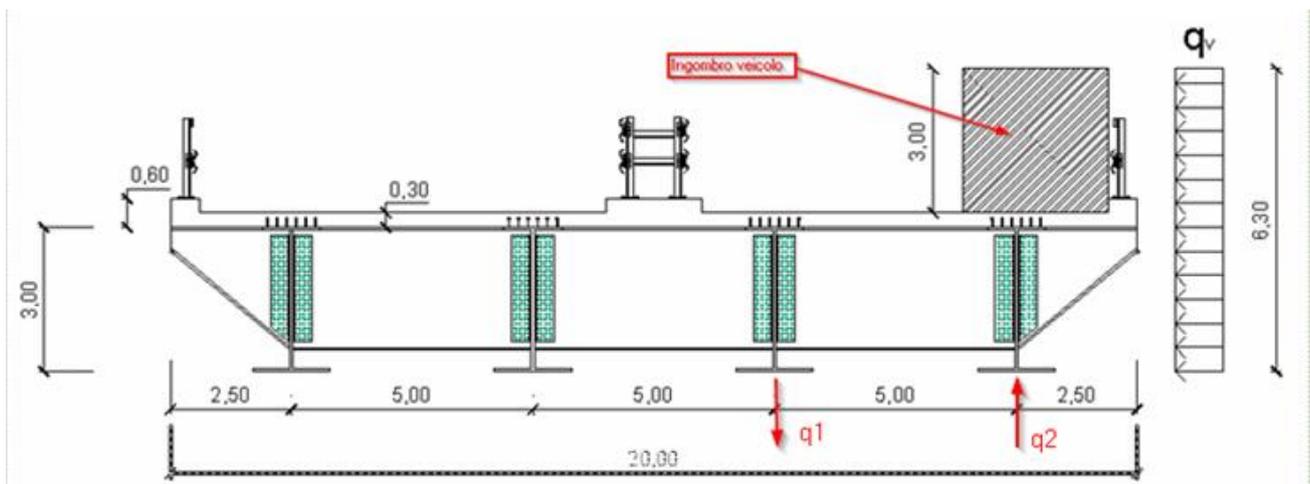


Figura 68: Ingombri per il calcolo delle azioni sull'impalcato

4.5 Azione da ritiro termico nel calcestruzzo

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno;

In maniera semplificativa si può assumere che il ritiro della soletta sia assimilabile ad una variazione termica di -24°C . Per tenere conto del fatto che la soletta viene gettata per fasi, prima sugli appoggi e poi in campata e che quindi l'effetto del ritiro viene mitigato, perché parte della soletta può accorciarsi liberamente, si considera una variazione termica sulla soletta pari a -12°C .

4.6 Azione da frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$L = 250,00 \text{ m}$; $w_1 = 3,00 \text{ m}$; $q_{1k} = 9,00 \text{ KN/m}^2$; $Q_{1k} = 300 \text{ KN}$; $q_{2k} = 2,50 \text{ KN/m}^2$; $Q_{2k} = 200 \text{ KN}$;

$$q_3 = 0,60 \cdot 600 + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3 \cdot 250,00 = 891 \text{ KN (frenamento corsia n.1)}$$

$$q_3 = 0,60 \cdot 400 + 0,10 \cdot 2,50 \cdot 3 \cdot 250,00 = 427,50 \text{ KN} < 900 \text{ KN (frenamento corsia n.2)}$$

$$q_3 = 0,1 \cdot 2,50 \cdot 3 \cdot 250,00 = 187,50 \text{ KN} < 900 \text{ KN (frenamento corsia rimanente)}$$

Si fa un'ulteriore ipotesi per poter ripartire queste azioni da frenamento lungo la corsia, essendo dei carichi dividendoli per la distanza ovvero la lunghezza della corsia otteniamo un carico su metro lineare dovuto all'azione frenante dei veicoli da introdurre nel modello al Sap2000. In realtà per ponti rettilinei vale la semplificazione che citeremo in seguito mentre per i ponti curvi questa semplificazione non vale più. Dividendo quei valori totali di carico per l'intera lunghezza del ponte ci facilita nell'introdurre i carichi al modello, ma poiché i carichi sugli elementi shell dell'impalcato sono carichi su una superficie allora dobbiamo dividere ulteriormente quel valore ottenuto di carico su metro quadro per la larghezza dell'elemento shell da caricare.

$$Q_{\text{frenamento}} (\text{corsia n.1}) = 900 / 250,00 = 3,60 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{frenamento}} (\text{corsia n.2}) = 427,50 / 250,00 = 1,71 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{frenamento}} (\text{corsia rimanente}) = 187,50 / 250,00 = 0,75 \text{ KN/m}$$

Dividendo gli elementi shell dell'impalcato in aree da $0,50 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}$ otteniamo il valore da introdurre nella modellazione come carico su elemento area distribuito in direzione dell'asse X ovvero direzione della layout line. Moltiplicando il valore del carico di frenamento per la larghezza dell'elemento shell otteniamo il carico che cerchiamo:

$$Q_{f-1} = 3,60 \cdot 0,50 = 1,80 \text{ KN/m}^2 (\text{carico su metro quadro di elemento shell per la corsia n.1});$$

$$Q_{f-2} = 1,71 \cdot 0,50 = 0,85 \text{ KN/m}^2 (\text{carico su metro quadro di elemento shell per la corsia n.2});$$

$Q_{f.2} = 0,75 \cdot 0,50 = 0,38 \text{ KN/m}^2$ (carico su metro quadro di elemento shell per la corsia rimanente).

4.7 Azione centrifuga

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte. La normativa ci fornisce questi valori di carico in funzione del raggio di curvatura del ponte:

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Figura 69: Tabella per il calcolo dell'azione centrifuga

Nel nostro caso il ponte ha un raggio di curvatura di 352,00 metri quindi $200 \leq R \leq 1500$ ed il corrispondente carico Q_4 espresso in KN vale:

$$Q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 600 / 352 = 68,20 \text{ KN (carico sulla corsia n.1);}$$

$$Q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 400 / 352 = 45,45 \text{ KN (carico sulla corsia n.2);}$$

CAPITOLO 5: MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

5.1 Introduzione

Il ponte oggetto di tesi è stato modellato con il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.14 Advanced. Si è fatto uso del modulo bridge per facilitare le operazioni di modellazione, per aspetti più dettagliati si sono inseriti dei parametri manuali. Il modulo bridge però ha dei limiti, ad esempio si presta bene per modellare ponti a cassone e a travata ma per ponti di diversa tipologia i parametri saranno inseriti manualmente. La schermata di presentazione per modellare il ponte si presenta come in figura:

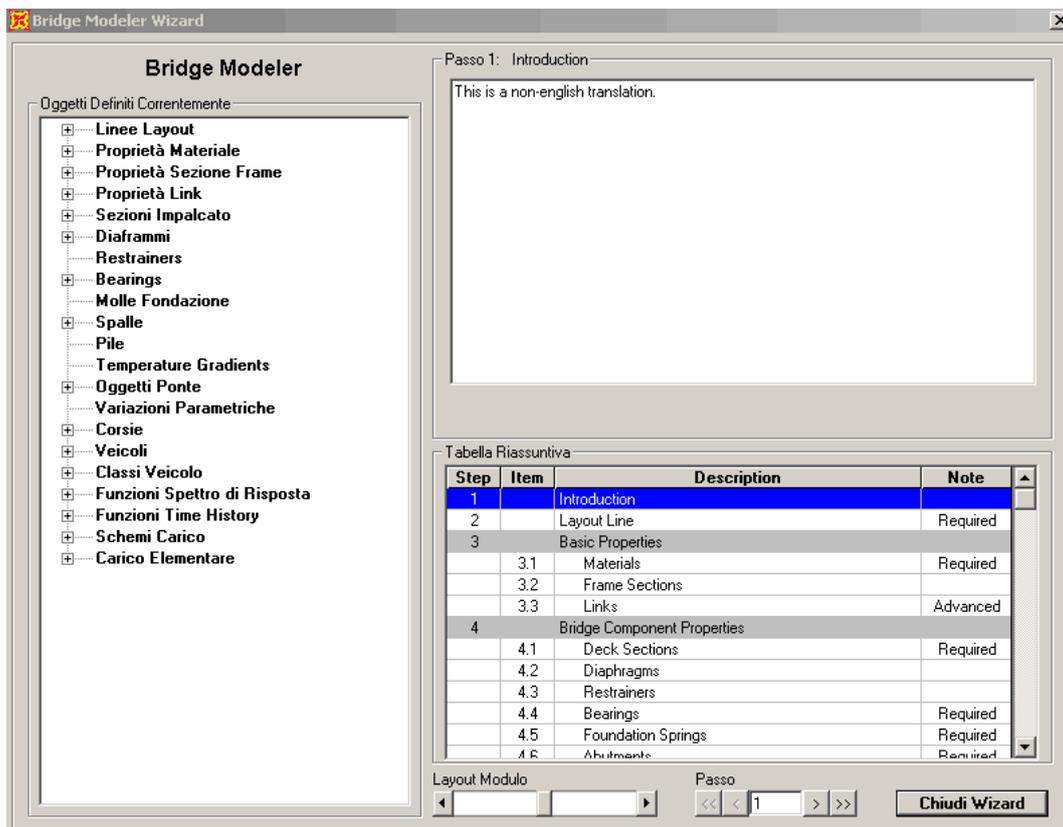


Figura 70: Schermata di inizio modellazione

5.2 Impalcato a sezione mista

La prima operazione da effettuare è la definizione della linea d'asse del ponte (chiamata layout line), questa linea può anche non essere rettilinea, nel nostro caso definiremo una linea di layout di lunghezza 253,78 m (misurata lungo la linea d'asse del ponte in curva). Si prendono i punti della linea media dell'impalcato e si inseriscono le coordinate nel piano spaziale X,Y,Z, dopo di che si congiungono con una linea d'asse di riferimento tutti questi punti fino a formare una linea congiunta che sarà quella attorno la quale si svilupperà l'impalcato, in automatico il programma crea la struttura e la dispone secondo la layout line. Le coordinate della stazione iniziale si ipotizzano nell'origine degli assi, mentre le stazioni iniziale e finale saranno una nell'origine e una alla fine della layout line. In aiuto ci viene il modulo wizard per definire layout line sia verticali che orizzontali in modo veloce, la schermata che si presenta è questa qui:

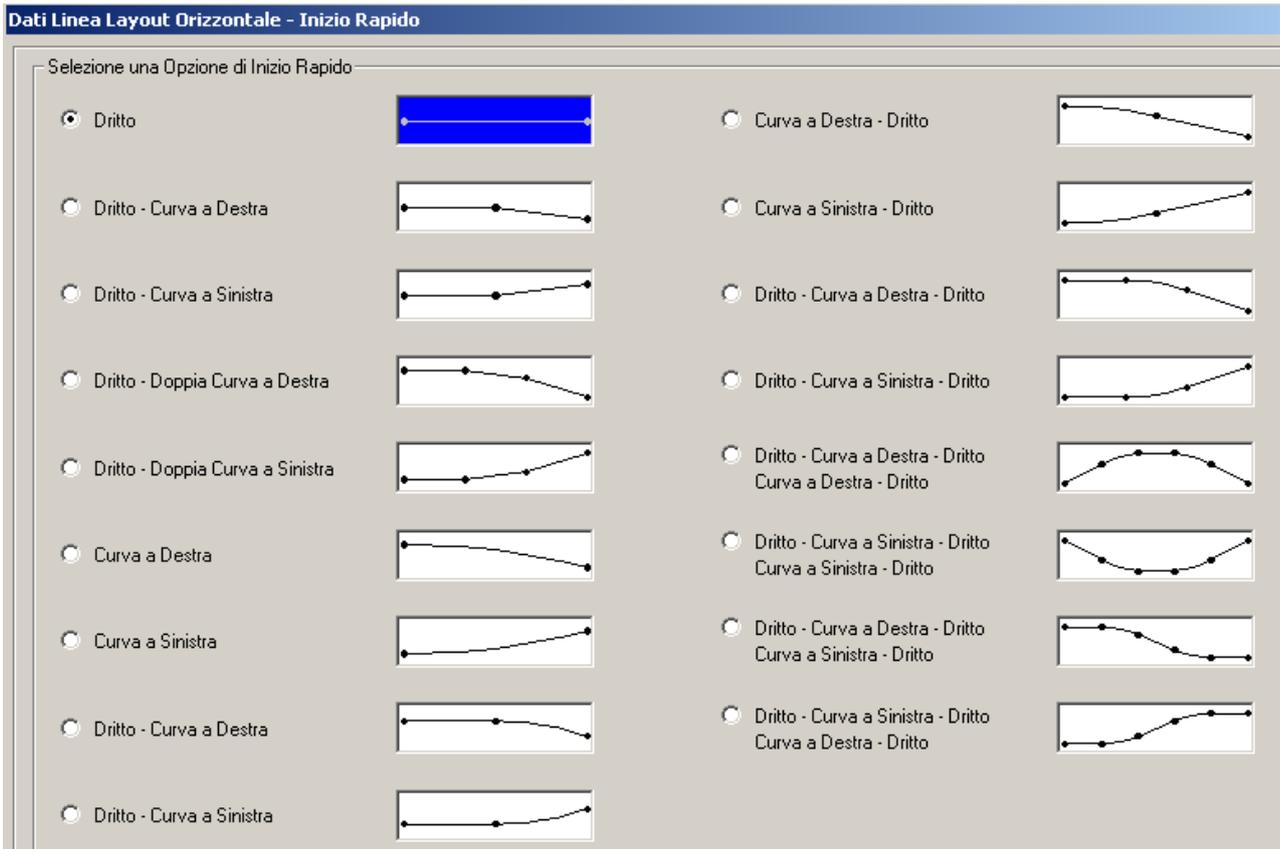


Figura 71: Diverse tipologie di layout line

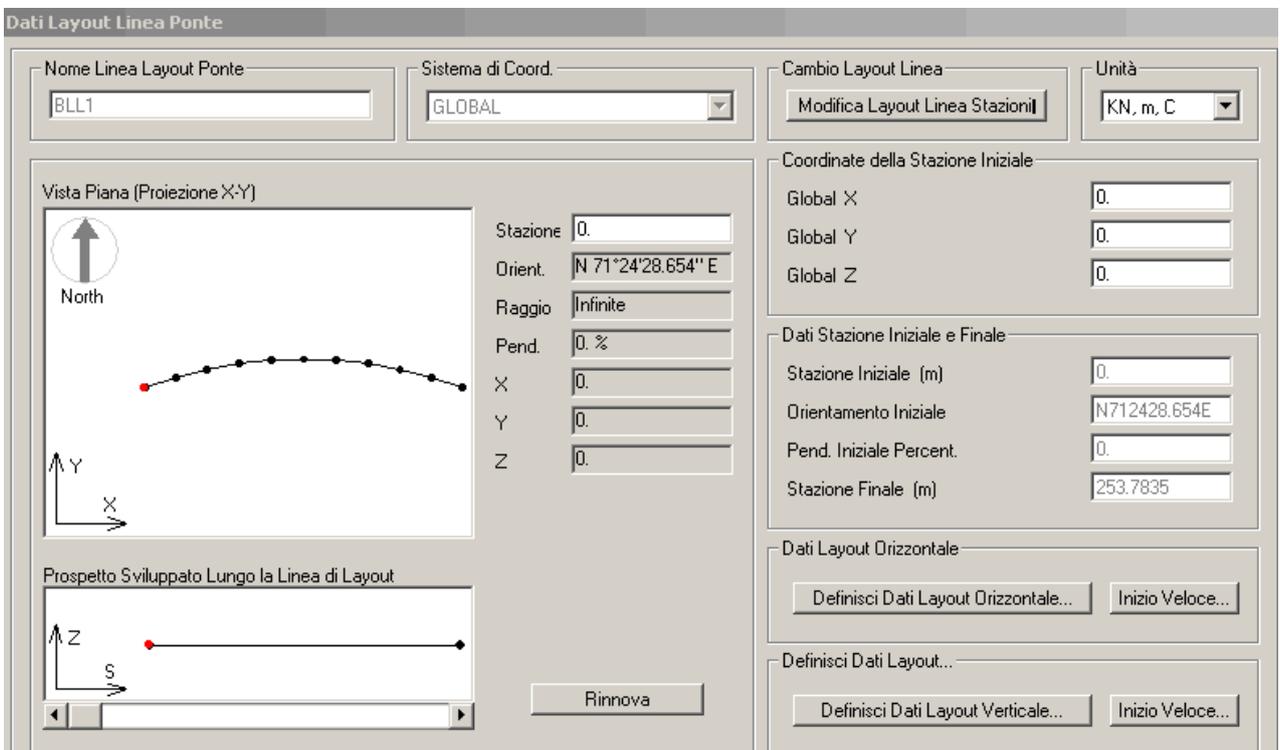


Figura 72: Layout line del ponte strallato

Il passo successivo è quello di definire un “deck” ossia un impalcato per il ponte in esame, questo dipende da come intendiamo realizzare la sovrastruttura, le tipologie supportate dal modulo bridge sono quelle riportate in figura sottostante:

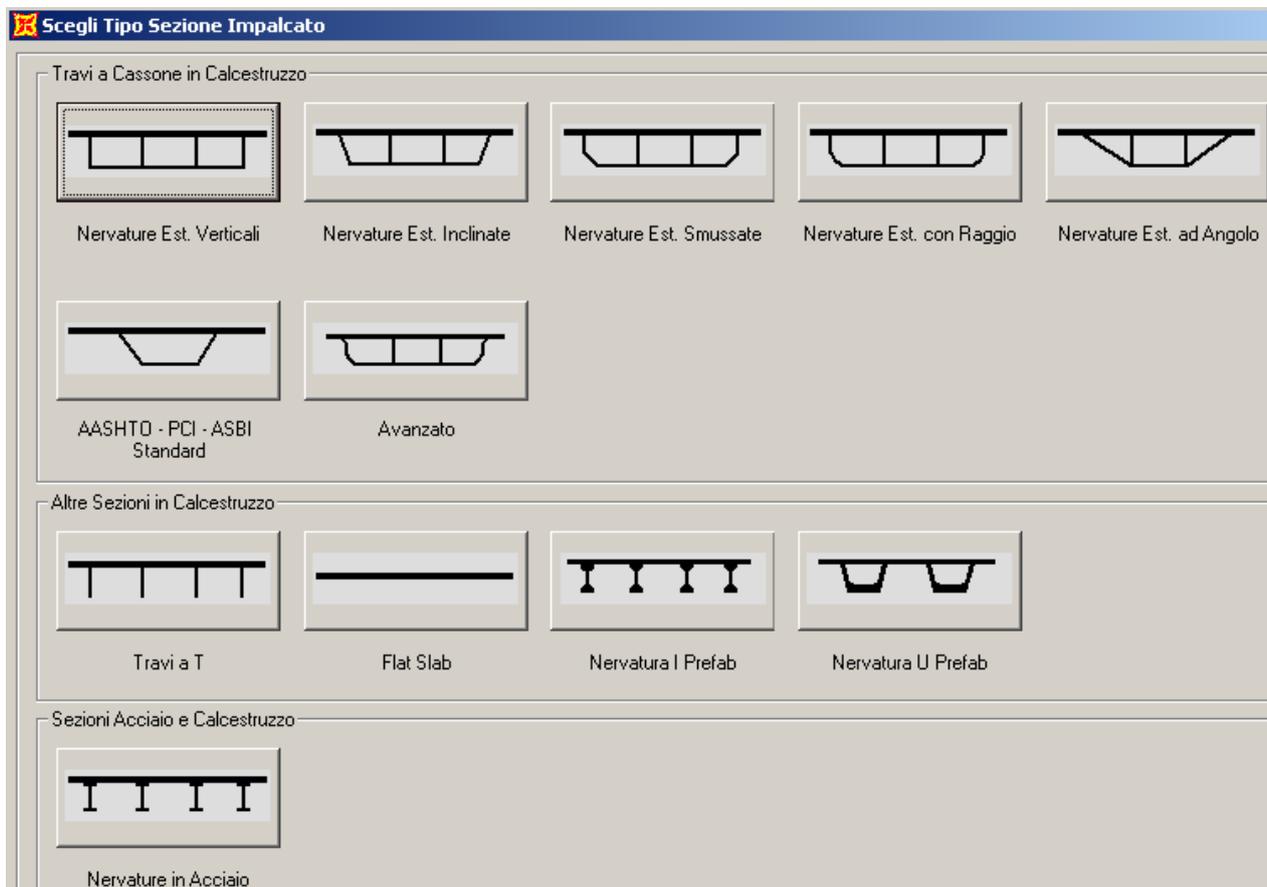


Figura 73: Tipologie d'impalcato supportate dal wizard

Nel nostro caso abbiamo scelto sezione in acciaio e calcestruzzo con nervature in acciaio. Ci sono molti tipi di impalcato anche a cassone ma il nostro impalcato è formato da quattro travi in acciaio e soletta di calcestruzzo armato. Una volta selezionato il nostro tipo di impalcato ci vengono richiesti dei dati di input sulle caratteristiche intrinseche dell'impalcato stesso, la schermata che si presenta è questa riportata in figura sotto, con i nostri dati inseriti che sono larghezza totale = 20,00 m, numero nervature interne = 2 poiché abbiamo travi intermedie, lunghezza sporto sinistro e destro = 2,50 m poiché sono sbalzi uguali da entrambe le estremità, e poi inseriamo tutti gli altri parametri dimensionali riguardanti le caratteristiche geometriche del nostro impalcato (l'inserimento dell'impalcato viene fatto lungo la layout line come specificato nell'apposita finestra "along layout line"):

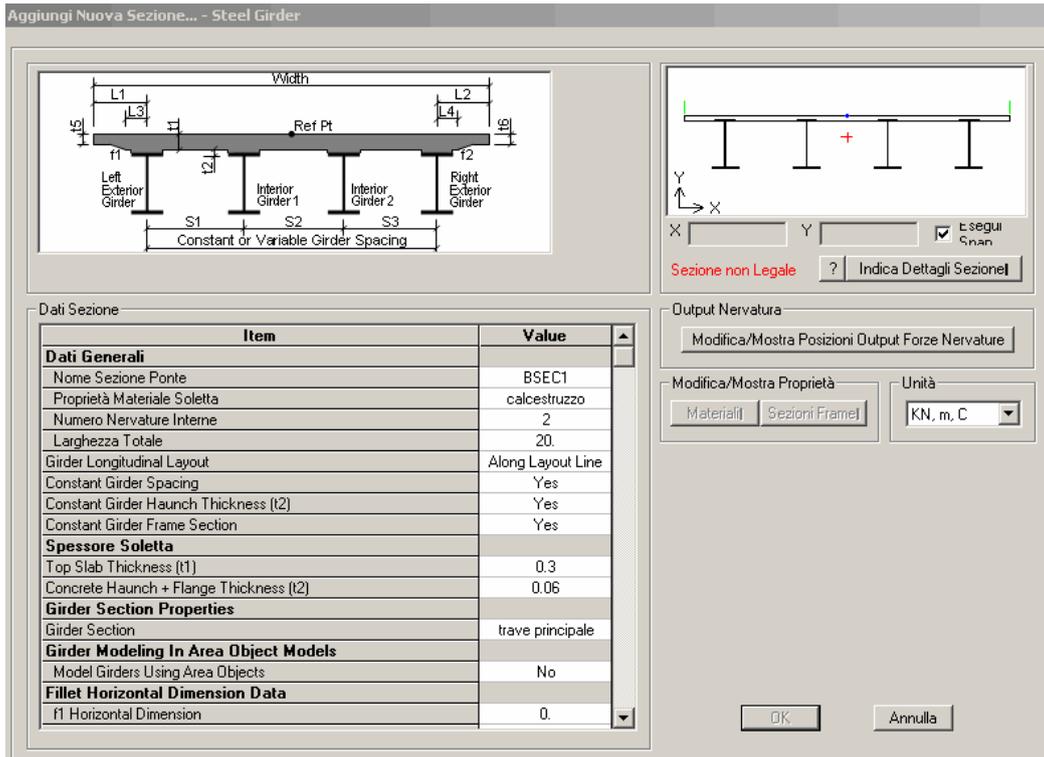


Figura 74: Creazione della sezione d'impalcato

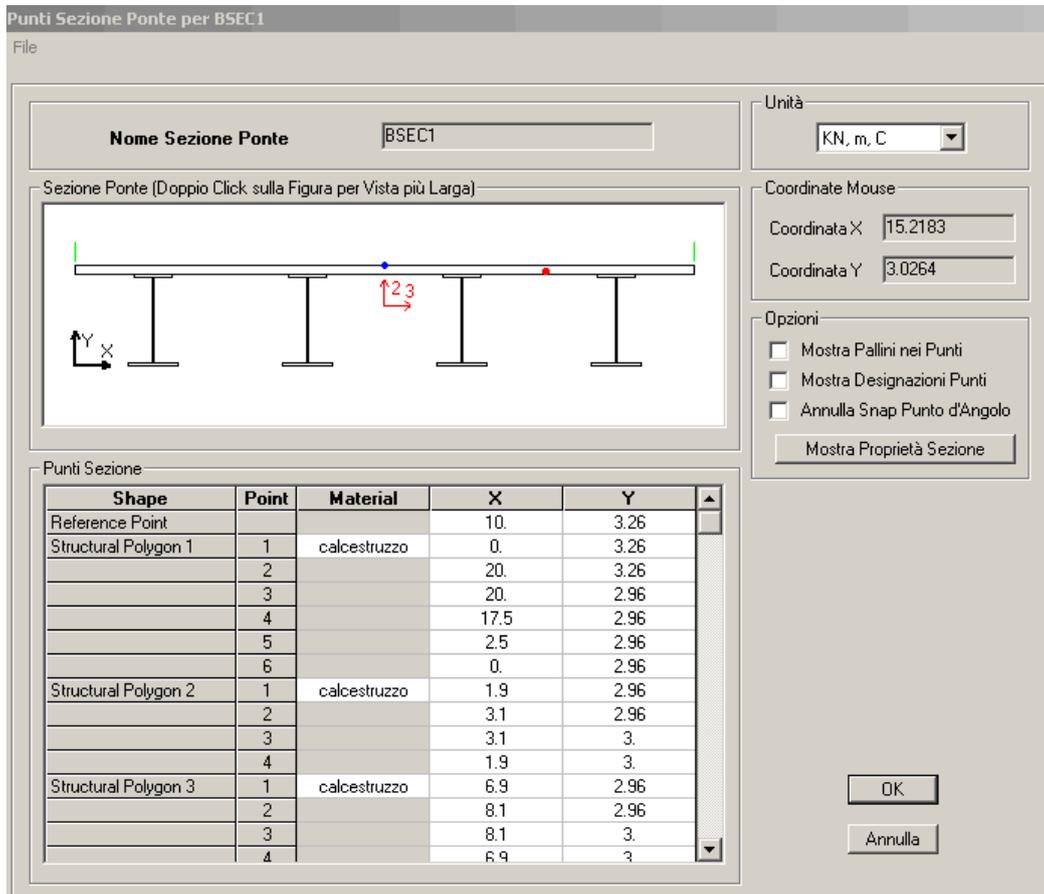


Figura 75: Sezione dell'impalcato utilizzata nella modellazione

L'impalcato è definito come elemento shell, mentre le travi sono elementi beam. Occorre fare attenzione però che viene richiesta sezione di trave principale quindi le sezioni devono essere definite preventivamente, per questo è stato fatto un predimensionamento delle travi, in genere l'altezza totale della travata per i ponti strallati è compresa tra $1/100 - 1/200$ della luce totale del ponte quindi nel nostro caso $250/100 = 2,50$ m (noi scegliamo 3,00 m) e gli spessori sono dettati da opportune regole, la sezione della trave principale e del traverso sono rappresentati in figura sotto:

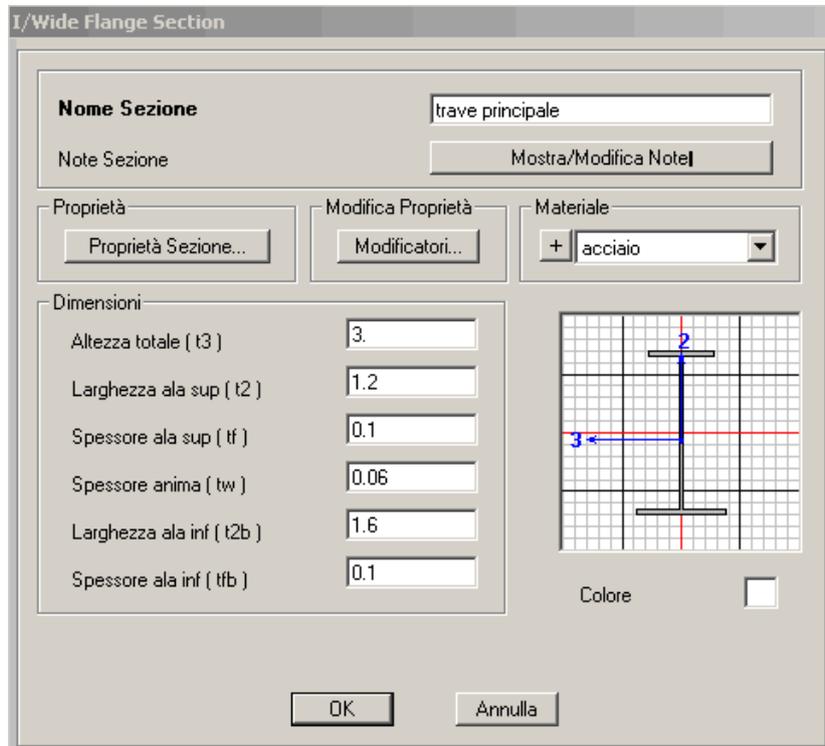


Figura 76: Sezione della trave principale d'impalcato

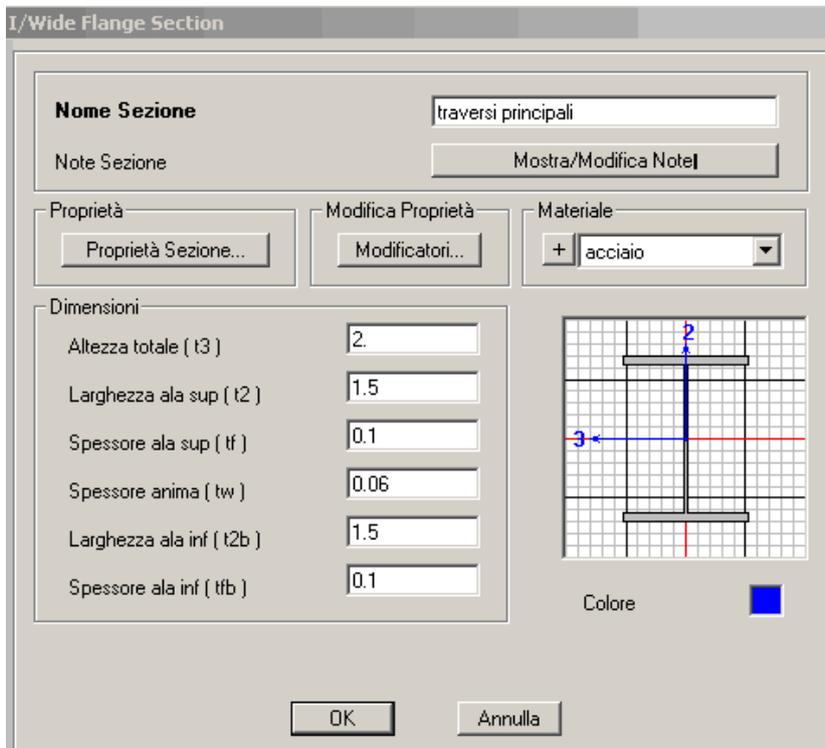


Figura 77: Sezione del traverso principale

Successivamente alla definizione dell'impalcato si definiscono i diaframmi del tipo scelto nella nostra progettazione, anche in questo caso bisogna definire preventivamente le sezioni ed i materiali con cui sono realizzati gli elementi strutturali delle singole componenti, avremo quindi diaframmi costituiti da travi in parete piena che nelle travi di bordo si rastremano per congiungersi all'impalcato.

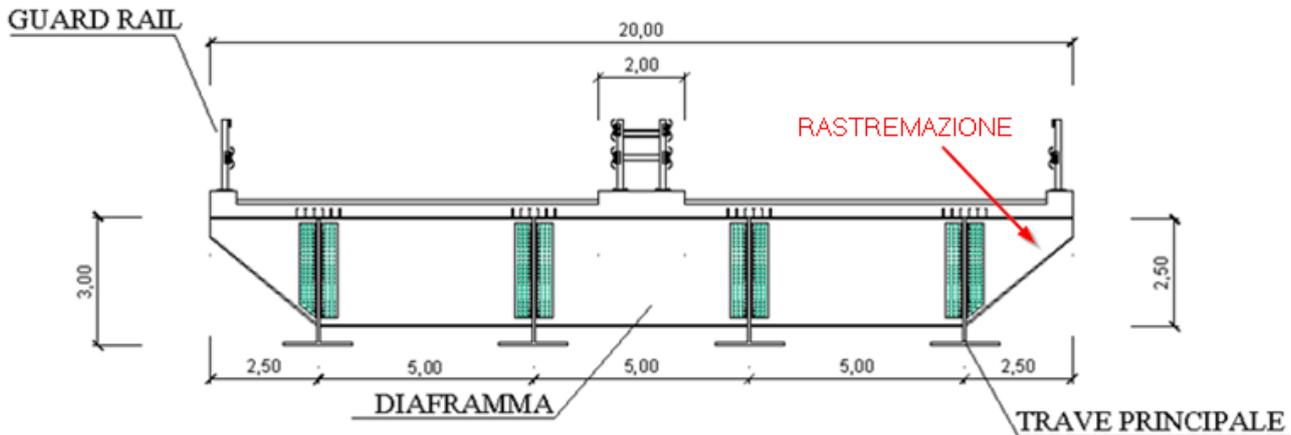


Figura 78: Rastremazione del diaframma sul bordo impalcato

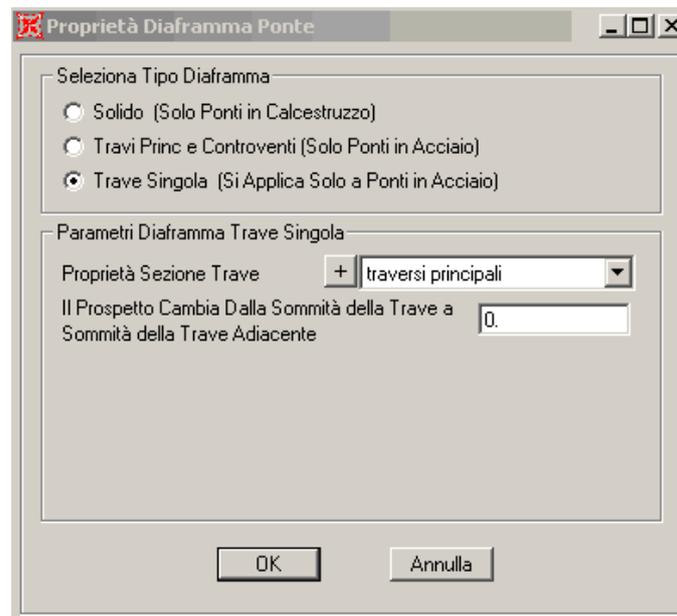


Figura 79: Definizione del diaframma del ponte

5.3 Vincoli

Dopo aver definito i diaframmi si definiscono i ritegni ovvero i vincoli dell'impalcato, qui si è scelto di definire i vincoli manualmente con la disposizione di layout classica dei ponti curvi rappresentata in figura sotto. Per i ponti a debole curvatura come questo oggetto di tesi si preferisce la disposizione tangenziale, perché la deformata termica differisce poco da quella parallela all'asse e la disposizione radiale differisce poco da quella tangenziale. Inoltre sono aggiunti alle

spalle dei supporti che prendono il nome di shock – transmitters che entrano in funzione soltanto durante il terremoto e si prendono tutte le azioni orizzontali dell'impalcato, quindi non sono stati messi vincoli fissi sotto le travi principali, perché le azioni orizzontali vengono assorbite da questi dispositivi dotati di pistoni pneumatici.

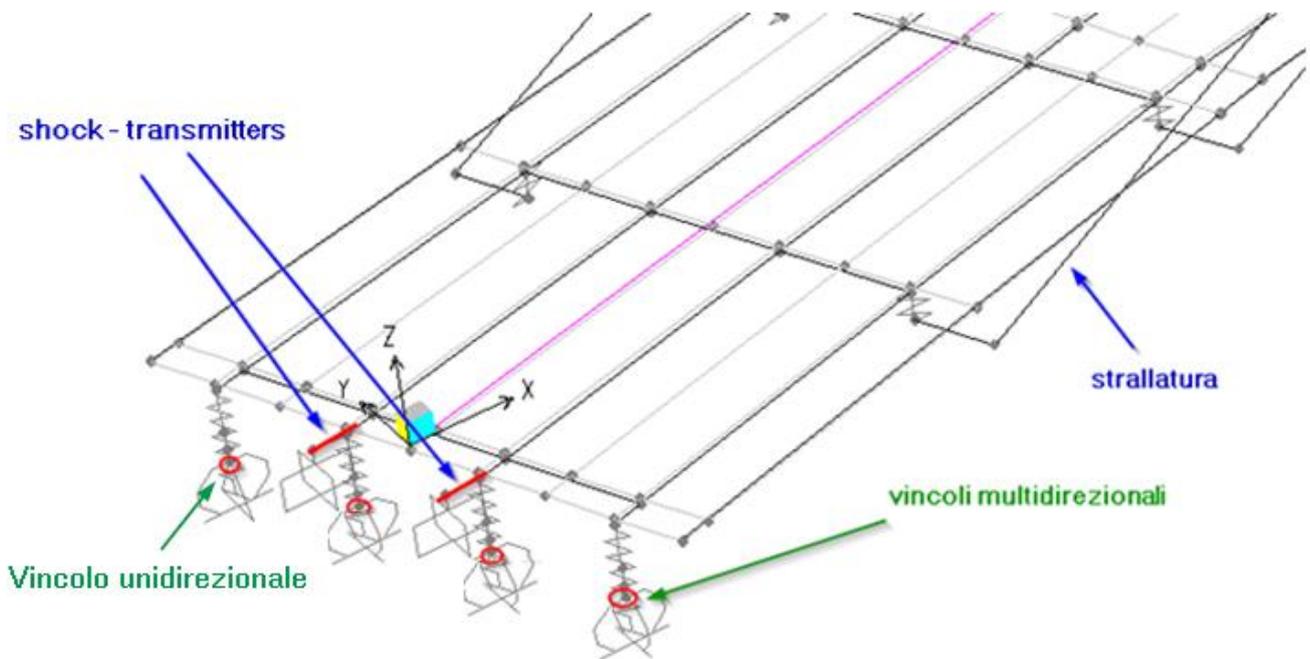


Figura 80: Vincoli all'estremità del ponte

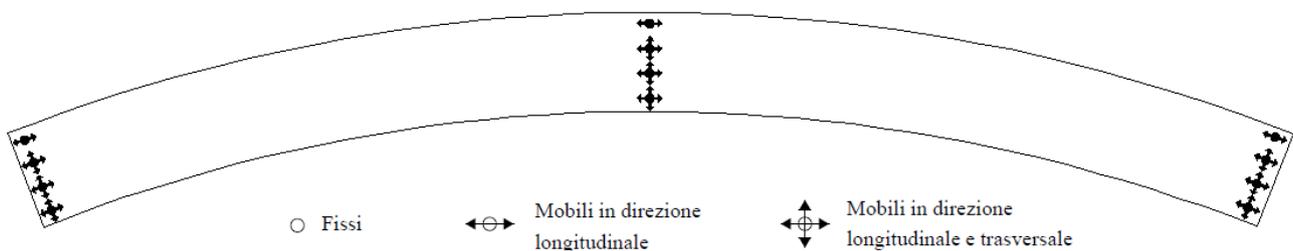


Figura 81: Schema di vincolo dell'impalcato

5.3.1 Shock - Transmitters

Gli shock - Transmitters, detti anche dispositivi di vincolo dinamico o vincolo provvisorio, sono dispositivi strutturali utilizzati per creare un vincolo efficace solo in presenza di carichi dinamici. Infatti, se gli elementi strutturali da essi connessi subiscono spostamenti relativi molto lenti, ad esempio causati da deformazioni termiche (o da ritiro o creep), questi dispositivi reagiscono con una forza di reazione molto bassa, che non impedisce tali spostamenti. In tal modo nella struttura non si generano sollecitazioni di coazione significative. Invece, sotto l'azione di carichi dinamici, la reazione dei dispositivi aumenta significativamente, così che essi esplicano l'azione di vincolo. Gli shock transmitters consentono quindi di usufruire allo stesso tempo dei vantaggi di una struttura isostatica per i carichi di esercizio, e di una struttura iperstatica per i carichi dinamici (indotti dal vento o da un terremoto). Per questo negli ultimi trenta anni tali dispositivi sono stati ampiamente usati soprattutto nei ponti e viadotti, in cui le singole campate sono indipendenti per i carichi di

esercizio, mentre sotto i carichi dinamici lo schema strutturale si modifica in quello di ponte continuo, con il notevole vantaggio di una distribuzione delle forze su tutte le pile.

5.3.2 Proprietà dei dispositivi di vincolo dinamico

Un dispositivo di vincolo dinamico è costituito da un cilindro oleodinamico, cioè un cilindro, contenente uno speciale fluido, all'interno del quale scorre un pistone che lo separa in due camere, collegate da uno speciale circuito. Si tratta quindi di un dispositivo di vincolo assiale. Il comportamento desiderato (descritto dal paragrafo precedente) si ottiene progettando opportunamente il cilindro e il circuito idraulico, e scegliendo opportunamente il fluido. Spesso, soprattutto nei casi in cui l'intervallo di temperatura a cui il dispositivo dovrà essere soggetto è molto ampio, si utilizza anche un accumulatore per assorbire le variazioni di volume del fluido indotte dalle variazioni termiche, ed evitare così le conseguenti variazioni di pressione. Il comportamento del dispositivo alle diverse velocità viene spesso verificato attraverso prove sperimentali. Le tipologie di prove più frequentemente eseguite sono le seguenti:

- Verifica della reazione a bassa velocità (di solito per i ponti una velocità inferiore a 0,1 mm/s), mediante una prova a spostamento imposto alla velocità stabilita. Solitamente si richiede che tale reazione sia inferiore al 10% del valore nominale di forza (cioè la forza raggiunta ad alte velocità). Tuttavia in molti casi è possibile raggiungere valori percentuali più bassi, intorno al 3%;
- Verifica del comportamento dinamico, mediante una prova a forza imposta con legge sinusoidale, alla frequenza di progetto, per un certo numero di cicli (eventualmente anche a diverse temperature); in questa prova vengono misurati la rigidità o il massimo spostamento in corrispondenza della forza di progetto, e viene verificata la stabilità del comportamento. La figura sotto (figura 43) mostra un grafico forza – spostamento relativo ad una prova di questo tipo, effettuata a frequenza di 4 Hz;
- Verifica del comportamento dinamico, mediante una prova a spostamento imposto con velocità costante;
- Prova “impulsiva”, consistente nell'imposizione di forza crescente molto velocemente fino al valore di progetto e, al raggiungimento di tale valore, nel suo mantenimento per una durata prestabilita; in questa prova si misura lo spostamento raggiunto. Questa prova solitamente è effettuata in entrambe le direzioni (figura 44).

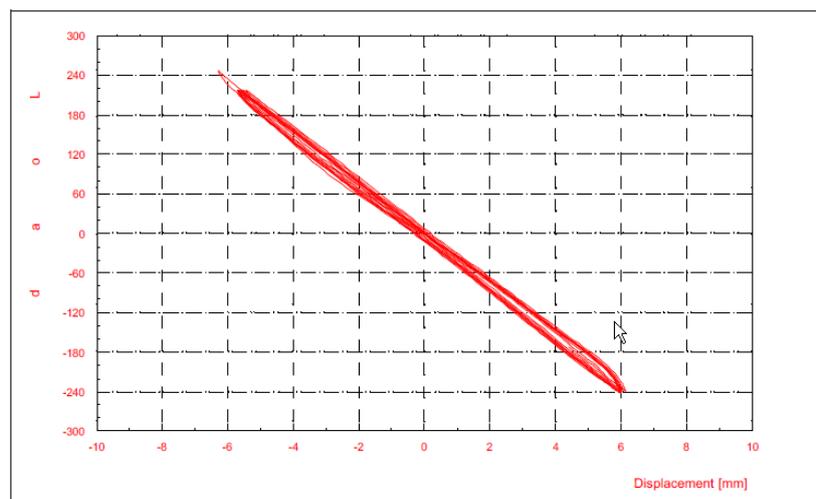


Figura 82: Grafico forza-spostamento ottenuto in una prova dinamica a forza imposta con legge sinusoidale

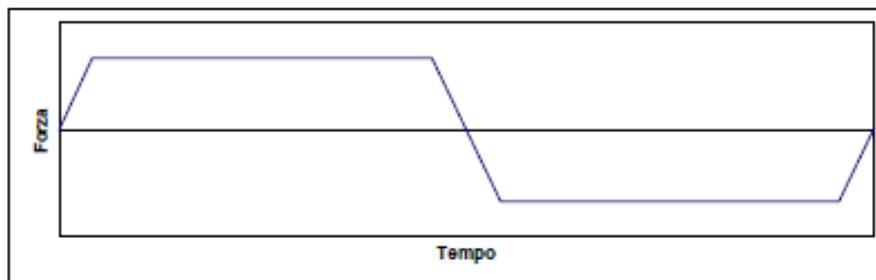


Figura 83: Variazione nel tempo della forza imposta nella prova “impulsiva”

La figura sottostante (figura 45) mostra il grafico forza – spostamento ottenuto con una prova “impulsiva” su uno dei dispositivi installati nel ponte sospeso Storebaelt, in Danimarca. Si noti che questi sono gli shock transmitters più lunghi finora realizzati, a conoscenza degli scriventi. La loro lunghezza è di circa 10,00 metri senza gli ancoraggi; la forza massima di servizio è di 5000 KN, la forza ultima di 15000 KN, lo spostamento massimo di progetto ± 900 mm.

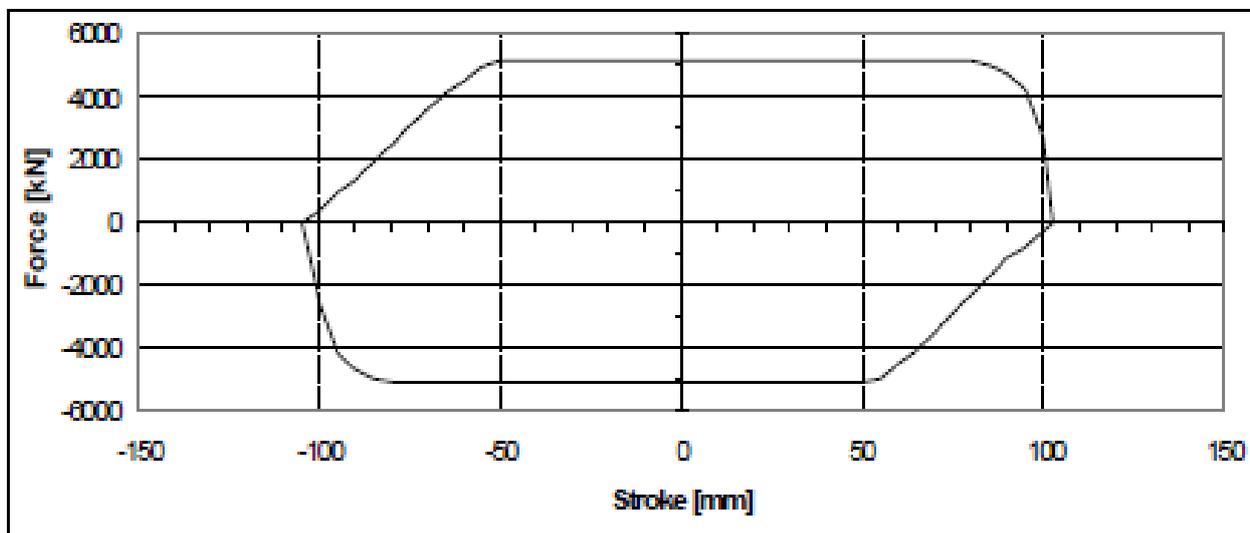


Figura 84: Grafico forza – spostamento ottenuto in una prova impulsiva effettuata su uno degli shock transmitters installati nello Storebealt Suspension Bridge

Le suddette prove possono talvolta essere effettuate a diverse temperature, per verificare che le variazioni del comportamento con la temperatura siano nei limiti richiesti. Sotto viene rappresentata la foto di un dispositivo:



Figura 85: Shock transmitter montato su un viadotto

5.4 La definizione degli stralli

Nella fase di predimensionamento si fissa un diametro dello strallo in grado di assorbire lo sforzo di trazione dei pesi strutturali, si procede inizialmente definendo il materiale costituente gli stralli, ovviamente sarà un acciaio armonico con caratteristiche un po' differenti dai normali tipi di acciai ordinari (figura sotto) ad esempio il modulo di elasticità inserito nel programma di calcolo è pari ad $E_s = 160000 \text{ MPa}$ che altro non è che il modulo elastico di Dischinger fornito dalle tabelle del produttore Radaelli Engineering, inseriamo poi i valori delle tensioni di snervamento $f_y = 1670 \text{ MPa}$.

Dati Proprietà Materiali

Dati Generali

Nome Materiale e Colore Visualizzazione: acciaio stralli

Tipo Materiale: Steel

Note Materiale: Mostra/Modifica Note

Peso e Massa

Peso per Unità di Volume: 76.9729

Massa per Unità di Volume: 7.849

Unità

Unità: KN, m, C

Dati Proprietà Uniassiali

Modulo di Elasticità, E: 1.600E+08

Coeff. Di Poisson, U: 0.

Coefficiente di Espansione Termica, A: 1.170E-05

Modulo Elastico, G: 0.

Altre Proprietà per Materiale Acciaio

Tensione Snervamento Minima, Fy: 1670000.

Tensione di Trazione Minima, Fu: 1800000.

Tensione Snervamento Effettiva, Fye: 372316.9

Tensione Trazione Effettiva, Fue: 439885.6

Figura 86: Inserimento proprietà degli stralli di sospensione

Si definisce in seguito la sezione dello strallo, avendo la possibilità di inserire o il diametro dello stesso oppure l'area della sezione, questi dati sono sempre reperibili dalle tabelle di produzione:

Dati Sezioni Cavi

Nome Sezione Cavo: strallo

Note Sezione: Mod/Mostra

Materiale Cavo

Proprietà Materiale: + acciaio stralli

Proprietà Cavi

Specifica Diametro Cavi: 0.1372

Specifica Area Cavi: 0.0148

Costante Torsionale: 3.480E-05

Momento di Inerzia: 1.740E-05

Area Taglio: 0.0133

Modifica/Mostra Modificatori Proprietà Cavi

Figura 87: Inserimento dati sezione dello strallo

A questo punto si passa a fissare la geometria del cavo, per fare questo dobbiamo fare una piccola operazione, nel modello si suppone che in corrispondenza di ciascuno strallo ci sia inserita una cerniera a livello del collegamento con l'impalcato (fig. 88-A), ci ricaviamo dunque con un'analisi veloce le reazioni verticali che nascono nella cerniera i -esima dovute ai carichi $G_1 + G_2$ in modo tale da calcolare quanta reazione verrà assorbita dallo strallo e dare una pretensione allo strallo stesso in modo da recuperare gli abbassamenti in fase di ponte scarico al transito veicolare:

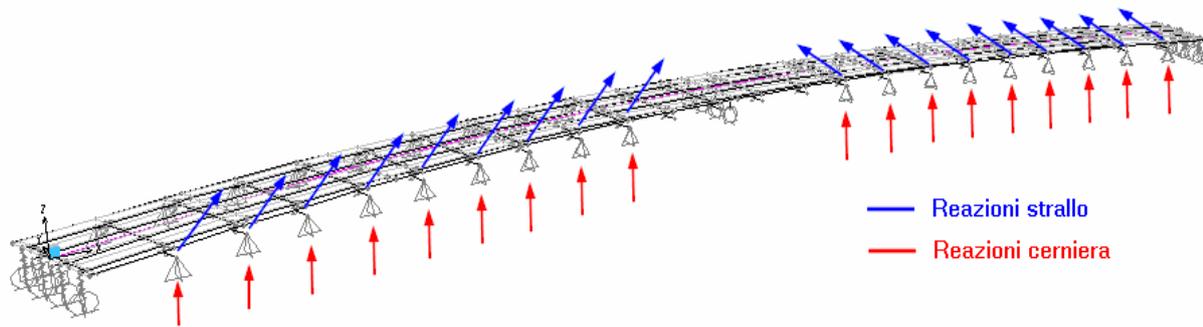


Figura 88-A: Geometria dello strallo i -esimo

Geometrica Cavo
File Edita

Parametri Oggetto Linea

Tipo Oggetto Linea: Cable
Tipo Cavo: Cable - Tension At J-End
Proprietà Sezione: strallo

Inizio: X=124.19, Y=37.64, Z=56.
Fine: X=8.0651, Y=13.8135, Z=-1.3

Modello Cavo Usando Oggetti Frame Diritti

Mesh Oggetto Linea

Mantieni come Oggetto Singolo
 Spezza in Oggetti Multipli con Uguale Lunghezza
 Spezza in Ogg Multipli con Uguale Lungh. Proiettata sulla Corda

Parametri Cavo

Numero Segmenti Cavo: 1
Peso Agg. per Unità di Lunghezza: 0
Proiezione Carico Gravitazionale: 0
Tensione all'Estremo I: 2293.1515
Tensione All'Estremo J: 2228.
Componente Tensione Orizzontale: 2034.236

	Deformata	Indeformata
Massima Insellatura Verticale	1.0906	-4.897E-13
Punto Basso Insellatura Verticale	0.	0.
Lungh.	131.6857	131.56
Lungh. Relativa	1.0001	0.9992

Sistema di Coord.: GLOBAL
Unità: KN, m, C

Coordinate Punto Calcolate per Segmenti Lineari (Undeformed Cable Geometry)

Usa Geometria Indeformata per Oggetto Cavo
 Usa Geometria Deformata per Oggetto Cavo

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	124.19	37.64	56.	0.	0.	0.
1	116.9322	36.1508	52.4188	0.	8.2291	0.0625
2	109.6744	34.6617	48.8375	2.746E-08	16.4583	0.125
3	102.4166	33.1725	45.2563	-4.206E-08	24.6874	0.1875
4	95.1588	31.6834	41.675	6.160E-07	32.9165	0.25
5	87.901	30.1942	38.0937	3.208E-06	41.1457	0.3125
6	80.6432	28.7051	34.5125	-1.983E-07	49.3748	0.375
7	73.3854	27.2159	30.9312	1.359E-06	57.604	0.4375
8	66.1276	25.7267	27.35	3.116E-05	65.8331	0.5
9	58.8697	24.2376	23.7687	1.514E-05	74.0622	0.5625
10	51.6118	22.7484	20.1875	4.224E-05	82.2913	0.625

Vista Piana

OK Annulla

Figura 88-B: Geometria dello strallo i -esimo

Come si può notare ci sono due valori differenti di sforzo all'estremo i ed all'estremo j poiché l'estremo i risente dell'effetto del peso proprio dello strallo mentre l'estremo j non risente, vale a dire che le trazioni all'estremo i saranno pari a quelle nell'estremo j ma abbiamo anche in aggiunta il contributo del peso proprio dello strallo.

Si definiscono così i 36 stralli che sorreggono l'impalcato in curva, nelle operazioni di progetto ovviamente è stato verificato che la sagoma di ingombro veicolare di camion alti fino a 5,00 metri non vada ad impattare con gli stralli trattandosi di ponte in curva. Sono poi attribuiti a questi stralli i carichi dovuti agli agenti atmosferici, soprattutto quelli del vento che possono dar vita a fenomeni alquanto strani per questo tipo di ponti come ad esempio il rain-wind vibrations, fenomeno dovuto alla contemporanea presenza di vento e pioggia che a velocità del vento non molto alte (di poco superiori a 60 Km/h) può dar vita ad un'oscillazione continua degli stralli che può portare al collasso di alcuni dispositivi di ancoraggio se non ben progettati.

5.5 Le spalle del ponte

Poi si definiscono le spalle del ponte, nel nostro modello però non si sono definite ma sono state studiate con un modello a parte, ricavando le sollecitazioni agli appoggi di estremità, sono state definite delle molle di fondazione che collegano le travate principali direttamente al terreno, le molle però sono fissate ossia non si possono deformare, in modo che restituiscono il valore di sollecitazione registrato in corrispondenza di esse senza definire caratteristiche di rigidità della molla stessa, la schermata che appare è questa rappresentata:

Dati Spalla Ponte

Nome Spalla Ponte: BABT1

Unità: KN, m, C

Condizione Supporto Nervatura

- Integrale
- Connetti Solo a Nervatura Inferiore

Tipo Sottostruttura

- Molla Fondazione
- Trave Continua (Supportata Continuamente)

Proprietà Sezione: +

Lungh Trave:

Molla Fondazione

Proprietà Molle Fondazione: + Fixed

Nota: Quando il tipo sottostruttura è a trave continua la proprietà molla fondazione rappresenta una molla linea.

Figura 89: Definizione della spalla del ponte

5.6 Le corsie di marcia

Dopo queste operazioni si definiscono le corsie di marcia, nel nostro caso utilizzando la teoria delle linee di influenza vediamo che gli effetti ad una trave sono massimizzati caricando la zona della linea di influenza di segno concorde quindi le corsie saranno di larghezza 3,00 metri. Si deve inserire la coordinata della linea d'asse della corsia rispetto la layout line nel modo descritto in figura sotto, per semplicità di esposizione si riporta soltanto il procedimento per la corsia n.1 anche se le corsie come abbiamo visto sono molto più di una e devono essere caricate di volta in volta in modo da creare gli effetti più sfavorevoli.

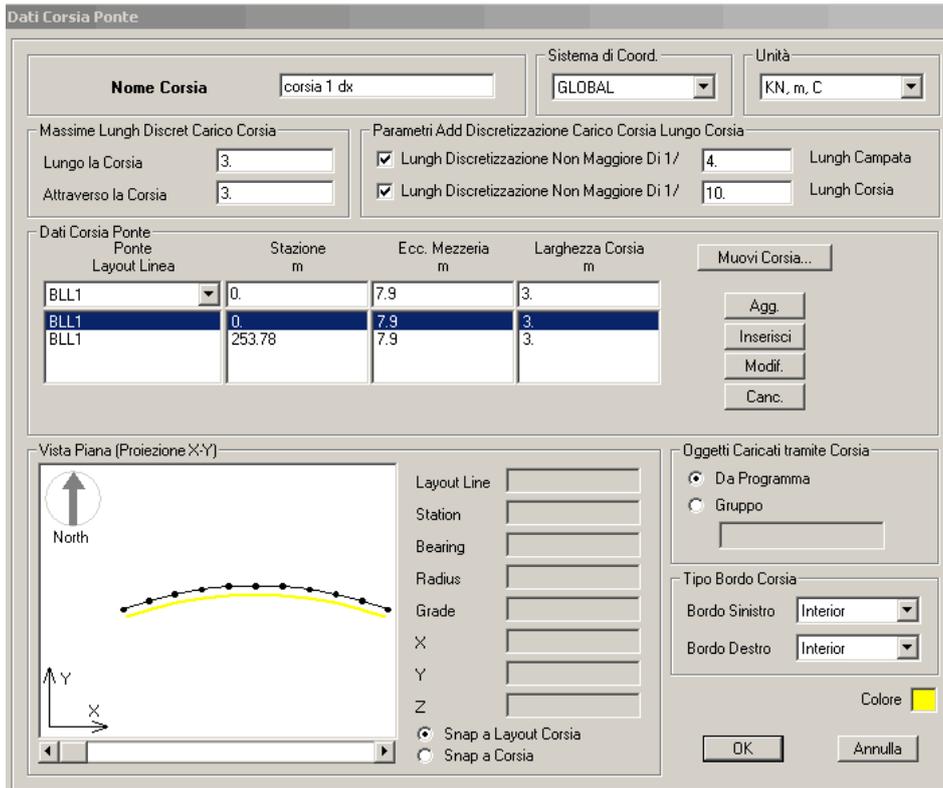


Figura 90: Definizione della corsia n.1 del ponte

5.6.1 Veicoli e classi veicolari

Si definiscono poi i veicoli come ci indica la normativa NTC2008, questi veicoli sono differenti sia per numero di assi che per valore del carico, sono stati definiti tre veicoli.

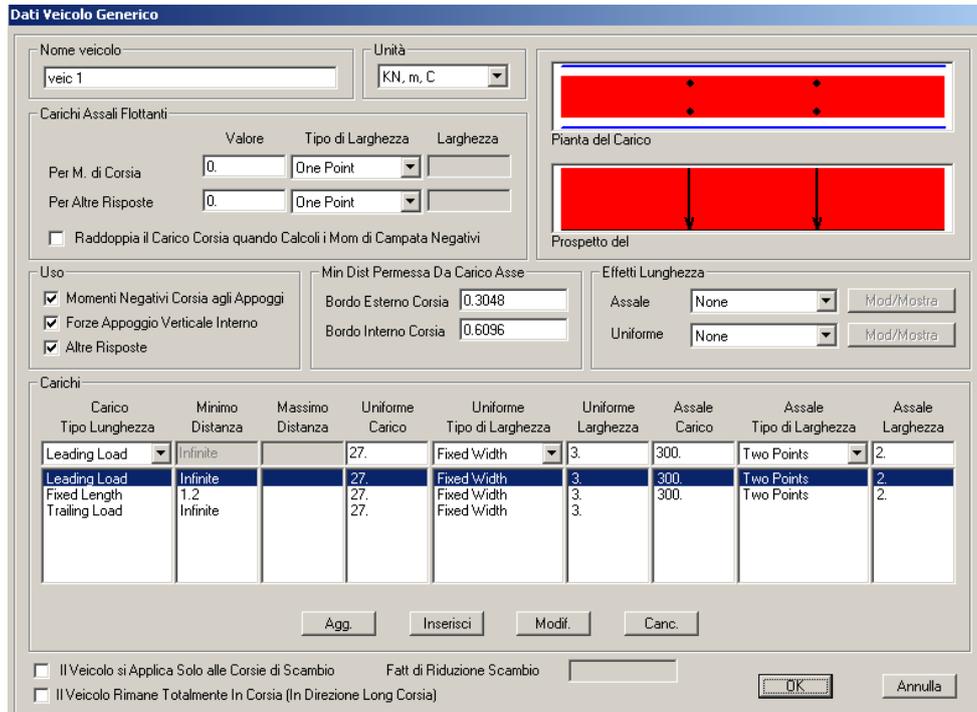


Figura 91: Definizione del veicolo agente sulla corsia n.1 del ponte

Stiamo definendo il veicolo n.1 della normativa che ha due assi tandem distanti 1,20 m tra di loro e aventi interasse di 2,00 m mentre il carico distribuito sulla prima corsia è di 9 KN/m^2 che moltiplicato per 3 m della larghezza della corsia da 27 KN/m come carico uniforme, il tipo di lunghezza leading, fixed, trailing vuol dire inizio,mezzeria e fine carico, il carico assiale è di 300 KN per ciascun asse. Dopo questa operazione si definiscono le classi dei veicoli, che saranno anch'esse tre nel nostro caso ovvero:

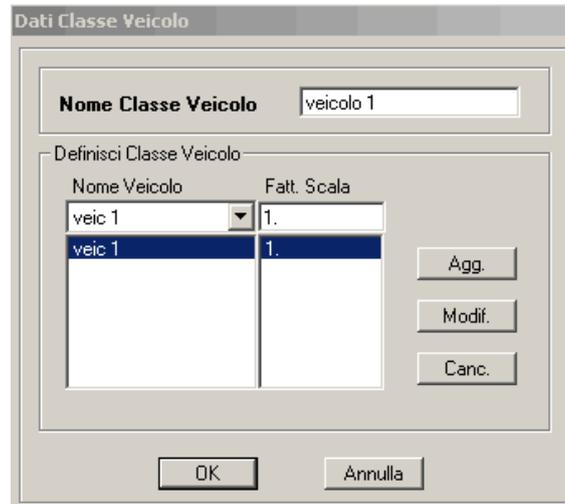


Figura 92: Definizione della classe del veicolo

5.7 Gli schemi di carico

Una volta definite tutte queste grandezze si definiscono gli “SCHEMI DI CARICO” dove G_1 sarà il peso proprio degli elementi strutturali ed avrà moltiplicatore pari all'unità, vuol dire che stiamo facendo tenere al programma di calcolo stesso il conto del peso proprio degli elementi strutturali, gli altri carichi che andremo ad inserire sono di tipo LIVE ossia saranno inseriti manualmente da noi stessi e quindi il programma non deve tenerli in conto due volte per cui si mette zero come moltiplicatore.

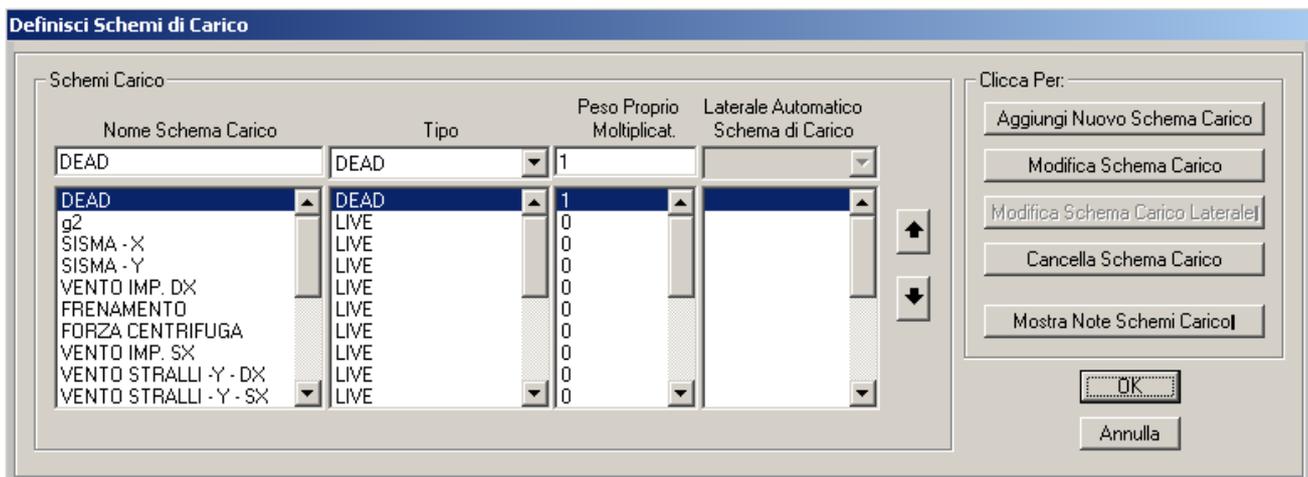


Figura 93: Definizione degli schemi di carico

5.7.1 I casi di carico

Si definiscono a questo punto i “CASI DI CARICO” che rappresentano tutti i tipi di analisi che noi andremo ad eseguire per la modellazione. In figura abbiamo:

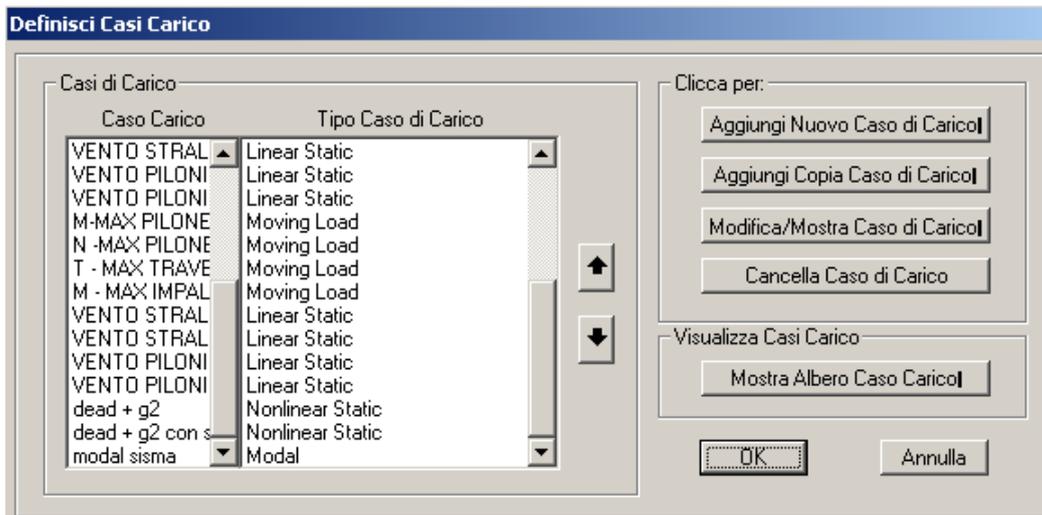


Figura 94: Definizione dei casi di carico

Sono stati inseriti diversi casi di carico, lo spettro di risposta per le analisi sismiche allo SLV, il frenamento, i carichi da traffico ecc... Riportiamo il caso di carico “SISMA” nelle due direzioni:

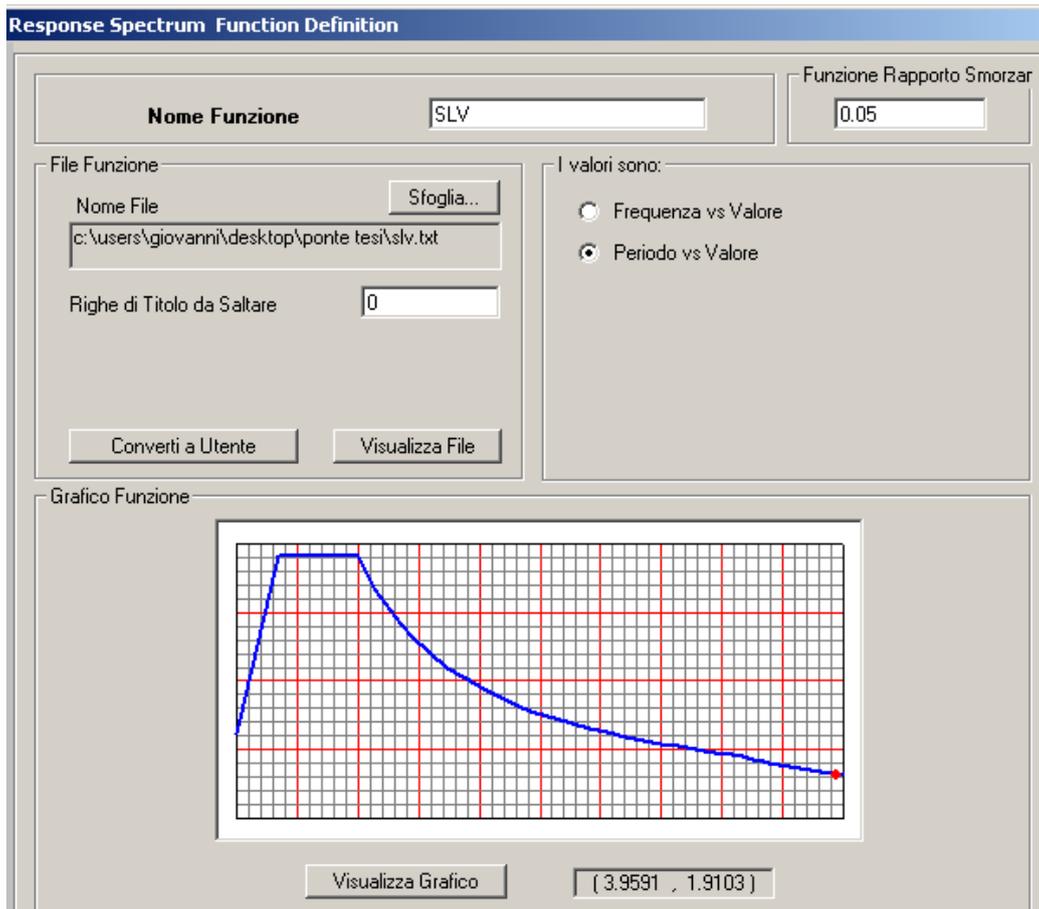


Figura 95: Spettro di risposta inserito nel programma di calcolo

5.7.2 Le combinazioni di carico

Fatte queste operazioni si definiscono dopo numerosi procedimenti di inserimento di tutti i carichi sulla struttura le "COMBINAZIONI DI CARICO". Saranno diverse come riportate in figura:



Figura 96: Definizione delle combinazioni di carico

Una volta inseriti tutti questi parametri possiamo eseguire l'analisi del nostro modello ricordandoci però di sottrarre alcune voci dalle inserzioni sotto riportate altrimenti i tempi di analisi diventano abnormi. Potremmo anche crearci dei gruppi per un numero finito di elementi e senza vedere tutti i risultati dell'analisi per tutto il ponte possiamo ricavarci le informazioni solo per punti limitati della struttura in esame.

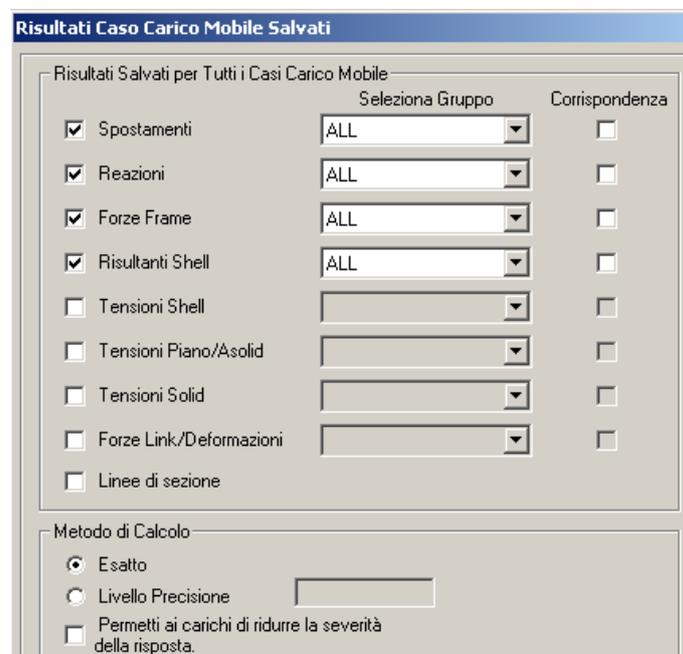


Figura 97: Tabella del controllo output

Queste sono le operazioni che devono essere fatte per poter definire un modello di analisi per ponte a struttura mista, si sono riportate per semplicità soltanto una parte delle operazioni che si sono fatte per eseguire la modellazione.

5.8 Risultati ottenuti dalla modellazione

Il modello finale creato su SAP 2000 si presenta come in figura sotto:

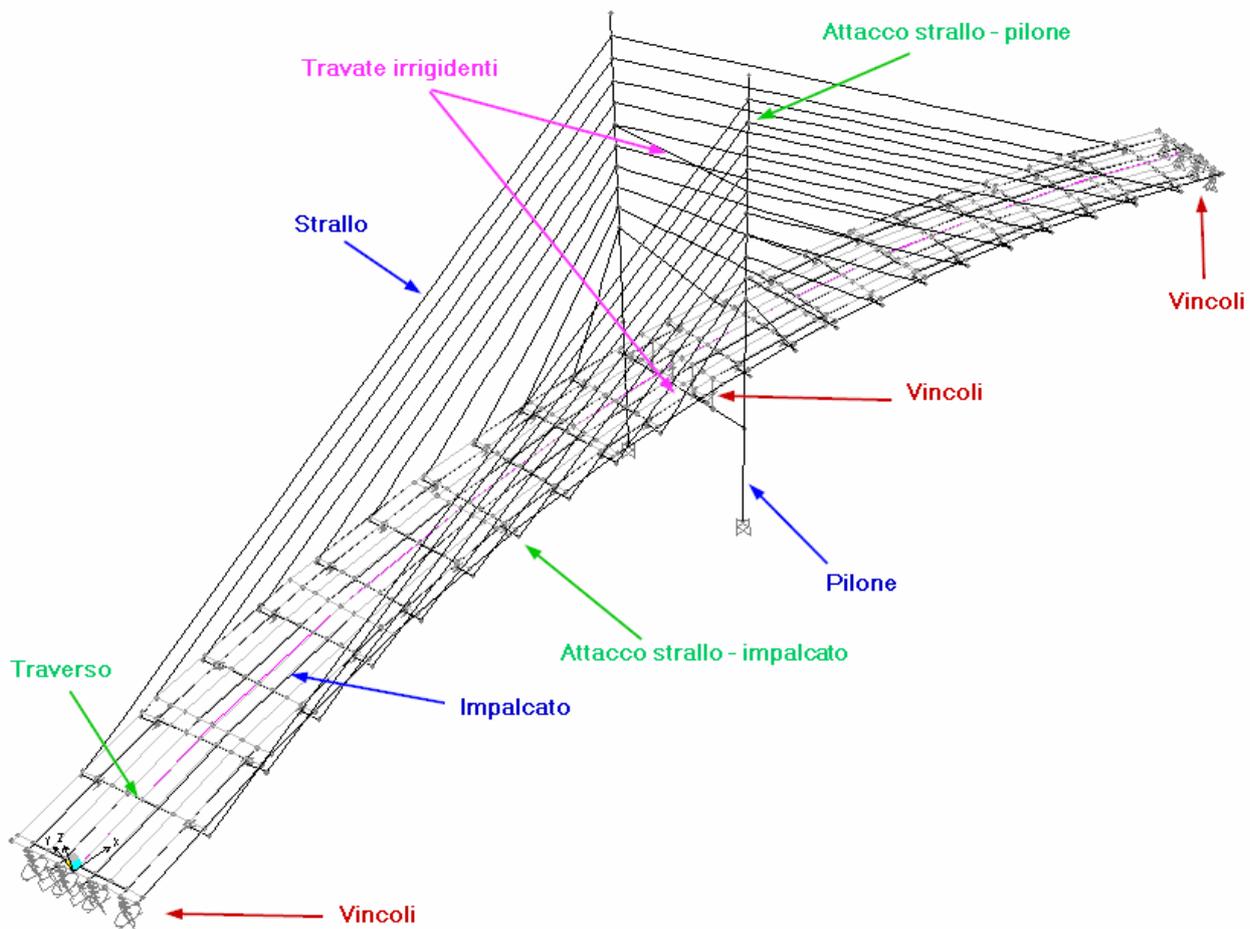


Figura 98: Modello del ponte strallato agli elementi finiti

CAPITOLO 6: PROGETTO DEL PILONE

6.1 Progetto dell'armatura a flessione

I valori di sollecitazione massima sono ricavati con il programma di calcolo e valgono per l'elemento pilone rispettivamente quanto mostrato in figura:

Frame Text	Station m	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	Frame Elem Text	Elem Station m
4	0	SLE+SLU	Combination	Max	-43798.83	27432.103	53971.108	131657.5359	1384655.131	1322159.161	4-1	0
4	21	SLE+SLU	Combination	Max	-15448.83	27432.103	53971.108	131657.5359	503690.1772	964570.4365	4-1	21
4	21	SLE+SLU	Combination	Max	-45428.631	34559.993	50504.53	126716.8901	1146064.391	1078970.907	4-2	0
4	28	SLE+SLU	Combination	Max	-35978.631	34559.993	50504.53	126716.8901	832275.4046	884609.0904	4-2	7
4	28	SLE+SLU	Combination	Max	-36056.611	29132.395	44878.944	126716.8901	832275.4046	884609.0904	4-3	0
4	44	SLE+SLU	Combination	Max	-14456.611	29132.395	44878.944	126716.8901	265349.5014	515046.6698	4-3	16
4	48	SLE+SLU	Combination	Max	-9056.611	29132.395	44878.944	126716.8901	280260.0864	451231.0745	4-3	20
4	48	SLE+SLU	Combination	Max	-8456.895	21525.504	38216.043	126716.8901	280260.0864	451231.0745	4-4	0
4	52	SLE+SLU	Combination	Max	-3056.895	21525.504	38216.043	126716.8901	348273.7276	392652.936	4-4	4
4	52	SLE+SLU	Combination	Max	-1264.443	18138.945	36186.399	126716.8901	348273.7276	392652.936	4-5	0
4	56	SLE+SLU	Combination	Max	4135.557	18138.945	36186.399	126716.8901	458569.9786	340278.4044	4-5	4
4	56	SLE+SLU	Combination	Max	6327.902	15688.615	34102.806	126716.8901	458569.9786	340278.4044	4-6	0
4	60	SLE+SLU	Combination	Max	11727.902	15688.615	34102.806	126716.8901	583578.0942	289761.4528	4-6	4
4	60	SLE+SLU	Combination	Max	13818.799	14579.911	31826.917	126716.8901	583578.0942	289761.4528	4-7	0
4	64	SLE+SLU	Combination	Max	19218.799	14579.911	31826.917	126716.8901	710314.5849	238165.934	4-7	4
4	64	SLE+SLU	Combination	Max	21227.357	14434.701	29187.036	126716.8901	710314.5849	238165.934	4-8	0
4	68	SLE+SLU	Combination	Max	26627.357	14434.701	29187.036	126716.8901	831969.0275	185298.4864	4-8	4
4	68	SLE+SLU	Combination	Max	-27651.521	13005.891	26534.086	000000004022	332106.5796	186251.0699	4-9	0
4	72	SLE+SLU	Combination	Max	-22251.521	13005.891	26534.086	000000004022	226642.7407	134616.3077	4-9	4
4	72	SLE+SLU	Combination	Max	-21412.68	12305.725	22758.09	000000001638	226642.7407	134616.3077	4-10	0
4	76	SLE+SLU	Combination	Max	-16012.68	12305.725	22758.09	000000001638	135984.1421	85809.7876	4-10	4
4	76	SLE+SLU	Combination	Max	-15692.808	10573.926	17955.682	0	135984.1421	85809.7876	4-11	0
4	80	SLE+SLU	Combination	Max	-10292.808	10573.926	17955.682	0	64146.3431	44154.4653	4-11	4
4	80	SLE+SLU	Combination	Max	-10397.706	7710.967	11887.676	0	64146.3431	44154.4653	4-12	0
4	84	SLE+SLU	Combination	Max	-4997.706	7710.967	11887.676	0	16613.6562	13945.3982	4-12	4
4	84	SLE+SLU	Combination	Max	-5330.428	3486.35	4153.414	0	16613.6562	13945.3982	4-13	0
4	88	SLE+SLU	Combination	Max	69.572	3486.35	4153.414	0	0.00000004501	0.00000001771	4-13	4
4	0	SLE+SLU	Combination	Min	-454130.188	-27296.807	-60585.773	-131426.141	-1491210.51	-1321997.89	4-1	0
4	21	SLE+SLU	Combination	Min	-373332.688	-27296.807	-60585.773	-131426.141	-471337.6	-967250.37	4-1	21
4	21	SLE+SLU	Combination	Min	-328090.835	-34431.298	-55721.295	-126375.636	-1295678.33	-1081699.79	4-2	0

Figura 99: Sollecitazioni del pilone

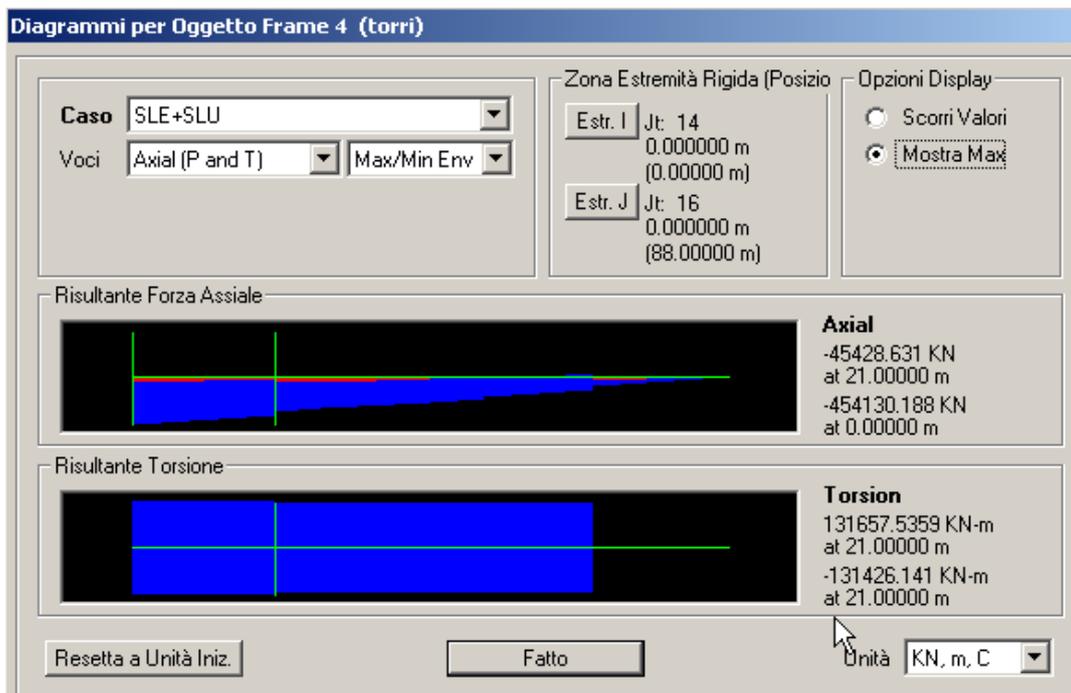


Figura 100: Diagramma di sollecitazione di sforzo normale massimo del pilone

$P_{\max} = -45428,63 \text{ KN}$; $P_{\min} = -454130,20 \text{ KN}$;

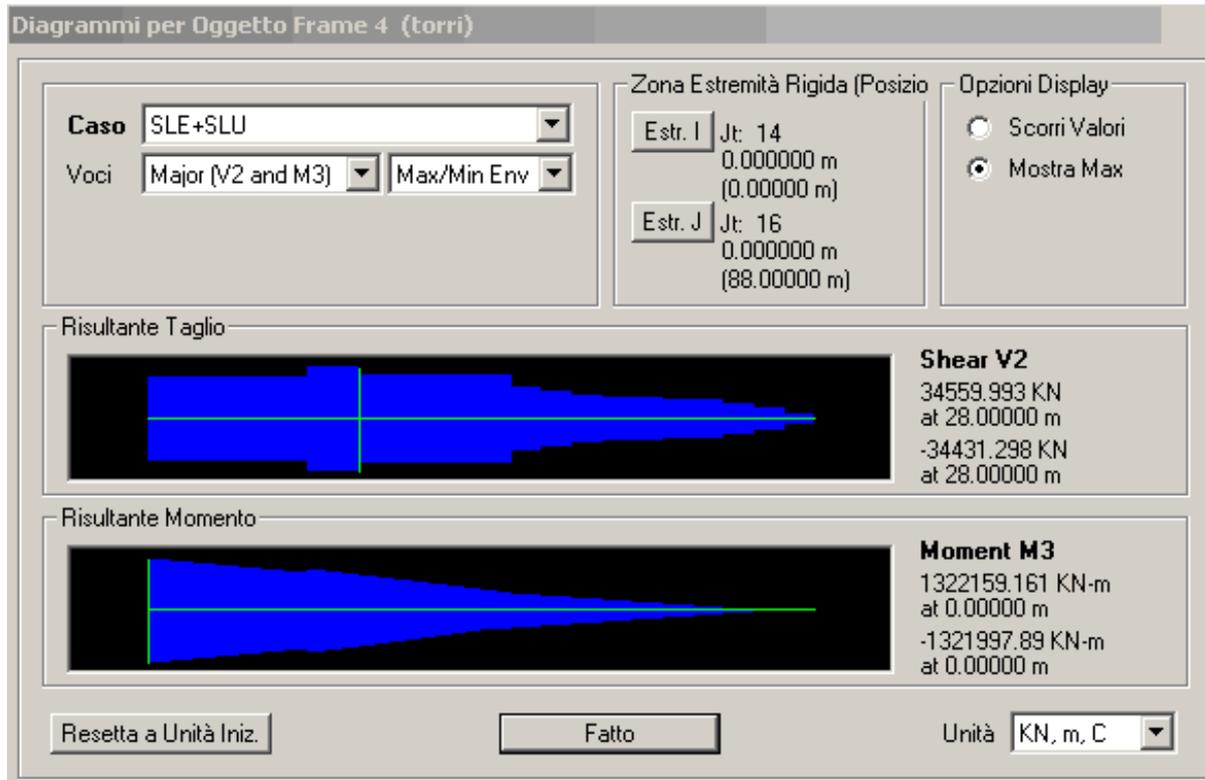


Figura 101: Diagramma di sollecitazione di taglio e momento longitudinale del pilone

$T_{\max} = 34560,00 \text{ KN}$; $T_{\min} = - 34431,30 \text{ KN}$; $M_{\max} = 1322159,16 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $M_{\min} = - 1321997,90 \text{ KN}\cdot\text{m}$;

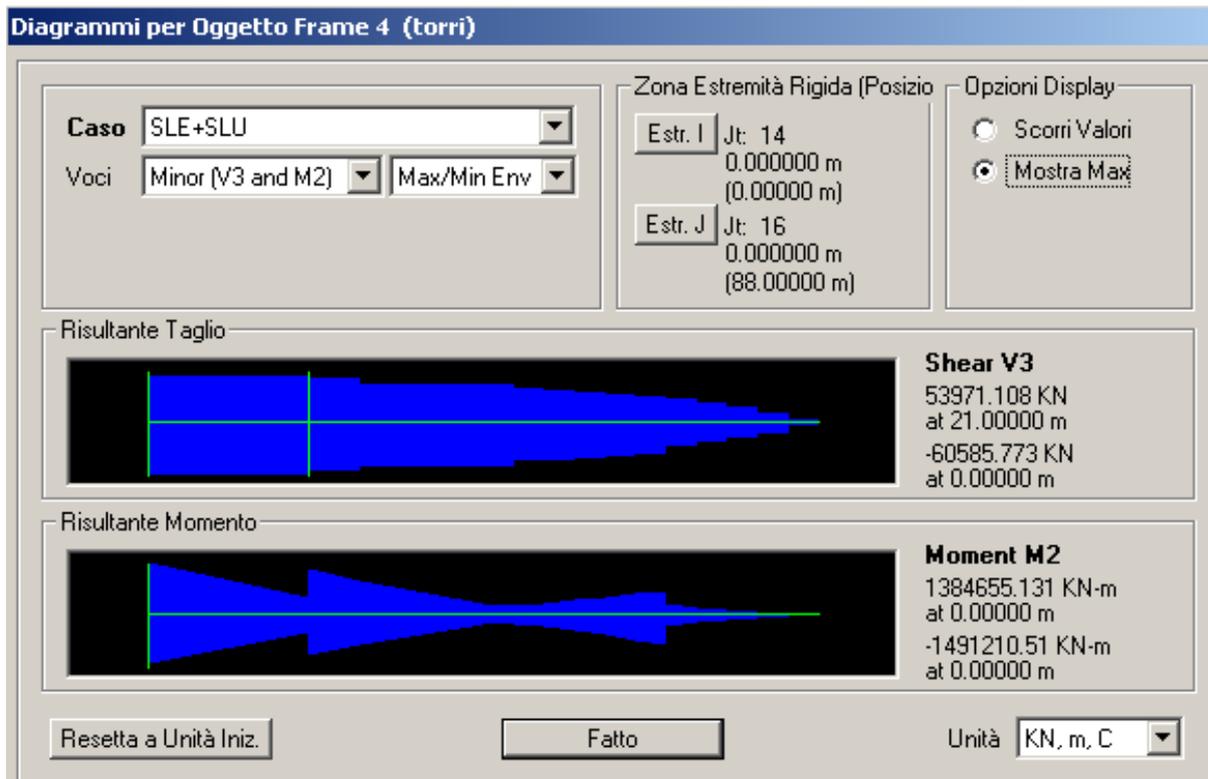


Figura 102: Diagramma di sollecitazione di taglio e momento trasversale del pilone

$T_{\max} = 53971,10 \text{ KN}$; $T_{\min} = - 60585,78 \text{ KN}$; $M_{\max} = 1384655,13 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $M_{\min} = - 1491210,51 \text{ KN}\cdot\text{m}$;

La sezione di base del pilone è rappresentata in figura sotto, quest'ultima è inscritta in un rettangolo avente lati di 10,00 metri e 7,00 metri:

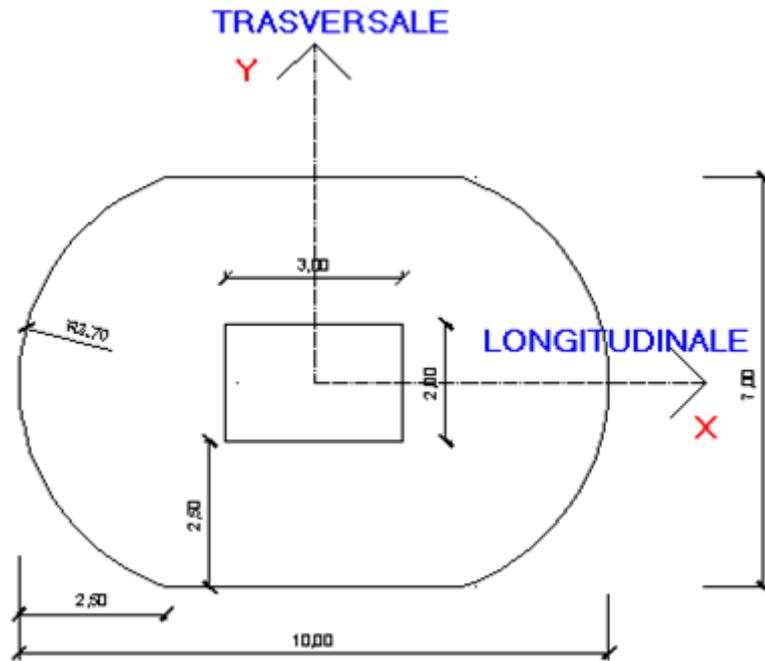


Figura 103: Sezione del pilone alle basi

Per dimensionare l'armatura della sezione alla base della pila si utilizza l'abaco seguente, valido per sezioni armate in modo simmetrico. Calcolando i valori adimensionali di μ_d e ν_d , si ottiene il valore adimensionalizzato dell'armatura necessaria. Il calcolo viene eseguito con l'ipotesi di presso-flessione retta, le verifiche ovviamente terranno conto della compresenza di sollecitazioni lungo altri assi.

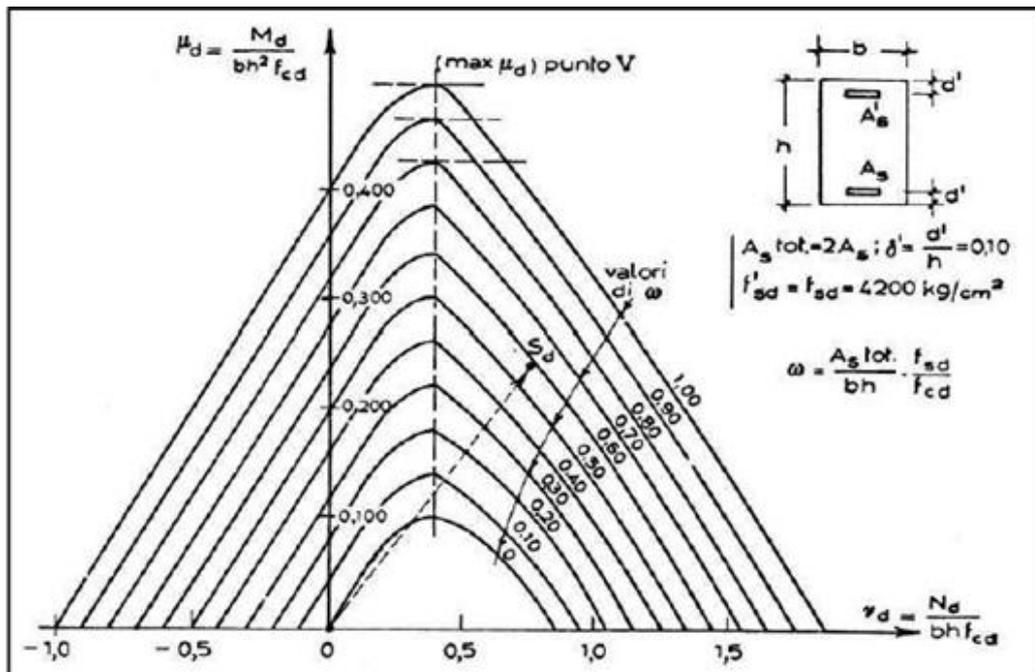


Figura 104: Dominio di interazione M - N

6.1.1 Armatura calcolata in senso longitudinale

Per il progetto delle armature utilizzeremo questi valori:

$$M_{Sd} = 1322159,16 \text{ KN}\cdot\text{m}; \quad T_{Sd} = 34560,00 \text{ KN}; \quad N_{Sd} = -454130,20 \text{ KN};$$

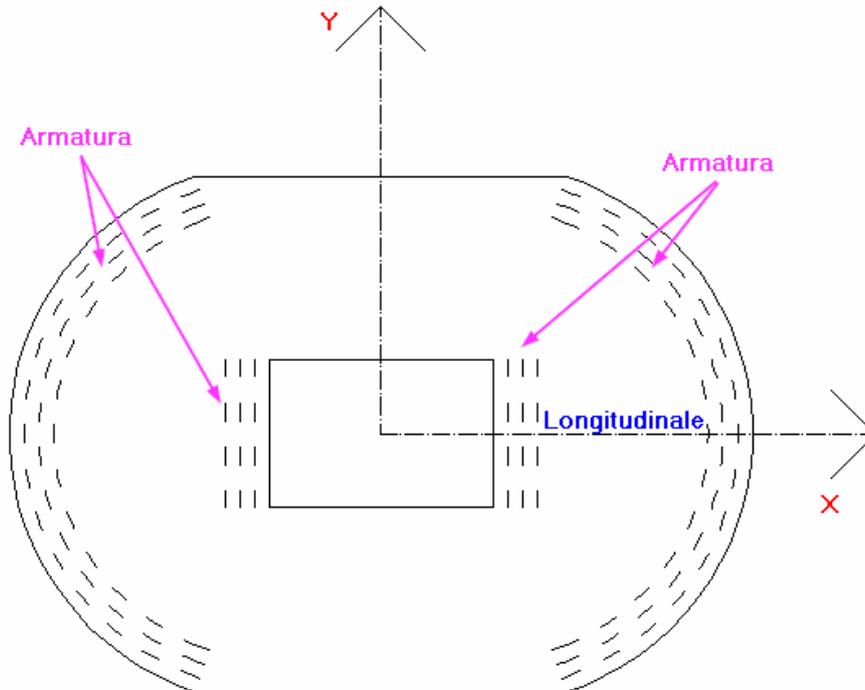


Figura 105: Armatura del pilone in direzione longitudinale

$$\mu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad v_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Rightarrow A_{s,tot} \quad A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2}$$

La procedura da seguire è la seguente: si calcola il coefficiente adimensionalizzato μ_d , si calcola l'altro coefficiente adimensionalizzato v_d , dal grafico del dominio di interazione M - N intersecando questi due valori calcolati, si trova un valore di "w", da questo valore con la formula inversa ci ricaviamo l'area di armatura necessaria a coprire quel valore di momento flettente e sforzo normale.

$$\mu_d = 1322,20 \cdot 10^9 / (6000 \cdot 9000^2 \cdot 16,43) = 0,165;$$

$$v_d = 4541,30 \cdot 10^5 / (6000 \cdot 9000 \cdot 16,43) = 0,512;$$

Dalla tabella del dominio d'interazione M - N troviamo dalle curve intersecando questi due valori:

$$W = 0,3;$$

$$A_{s,tot} = b \cdot h \cdot w \cdot f_{cd} / f_{yd} = 6000 \cdot 9000 \cdot 0,3 \cdot 16,43 / 391,30 = 680209,60 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = A'_s = A_{s,tot} / 2 = 340104,80 \text{ mm}^2;$$

$$\text{Si adottano barre } \phi 26: A_{\phi 26} = 530,66 \text{ mm}^2;$$

$N_{\text{barre}} = 340104,80 / 530,66 \sim 640$ barre ϕ 26

6.1.2 Armatura calcolata in senso trasversale

Per il progetto delle armature utilizzeremo questi valori:

$M_{\text{Sd}} = 1491210,51 \text{ KN}\cdot\text{m}$; $T_{\text{Sd}} = 60585,78 \text{ KN}$; $N_{\text{Sd}} = -454130,20 \text{ KN}$;

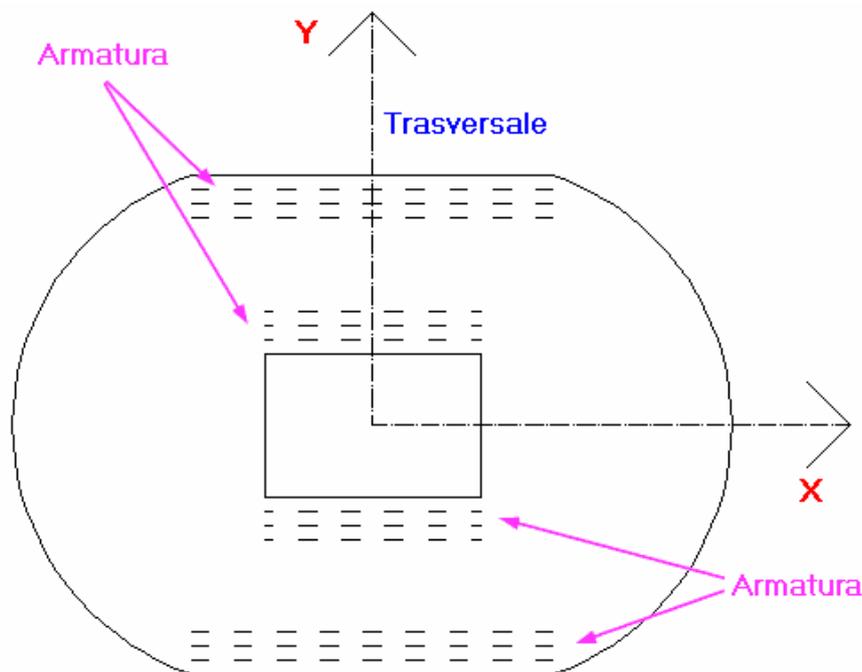


Figura 106: Armatura del pilone in direzione trasversale

$$\mu_d = 1491,21 \cdot 10^9 / (9000 \cdot 6000^2 \cdot 16,43) = 0,280;$$

$$v_d = 4541,30 \cdot 10^5 / (6000 \cdot 9000 \cdot 16,43) = 0,512;$$

Dalla tabella del dominio d'interazione $M - N$ troviamo dalle curve intersecando questi due valori:

$$W = 0,5;$$

$$A_{s,\text{tot}} = b \cdot h \cdot w \cdot f_{cd} / f_{yd} = 6000 \cdot 9000 \cdot 0,5 \cdot 16,43 / 391,30 = 1133682,60 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = A'_s = A_{s,\text{tot}} / 2 = 566841,30 \text{ mm}^2;$$

$$\text{Si adottano barre } \phi 26: A_{\phi 26} = 530,66 \text{ mm}^2;$$

$$N_{\text{barre}} = 566841,30 / 530,66 \sim 1068 \text{ barre } \phi$$

6.1.3 Verifica della sezione a momento flettente

Verifichiamo con il programma VCA-SLU la sezione e calcoliamo il momento resistente, una volta ricavato questo valore deve essere confrontato con il momento sollecitante e quest'ultimo deve risultare inferiore al precedente. Il programma di verifica richiede l'inserimento dei materiali con cui sono realizzate le sezioni, nel nostro caso l'acciaio è il B450C, mentre il calcestruzzo per la realizzazione del pilone è il C28/35, una volta caricati i materiali si passa alla

dimensione della sezione, inseriamo base “b” ed altezza “h” della sezione esaminata, il N° strati barre indica invece quanti sono gli strati da armare nella sezione, poiché abbiamo armatura superiore ed inferiore localizzata agli estremi della sezione gli strati saranno 2; la distanza “d” è intesa dal bordo superiore della sezione quindi lasciando un copri ferro di 5 cm e tenendo conto che l’elevato numero di barre ϕ 26 non avrebbe modo di entrare in un unico strato si terrà in conto un valore medio di distanza dalla sommità (valore medio tra 5 cm e 100 cm). Inseriamo le barre che abbiamo calcolato alle relative distanze e ci calcoliamo il momento resistente M_{Rd} della sezione. Inoltre il programma di calcolo ci fornisce il tipo di rottura che abbiamo della sezione, nel caso seguente si avrà la rottura per acciaio snervato.

Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica longitudinale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez, Rett., Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	250
2	0	750
3	96	902
4	350	1000
5	601	902
6	700	750

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3822.69	350	50
2	3822.69	350	950

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x w/d
 δ

Figura 107: Verifica in direzione longitudinale

Il momento resistente della sezione in senso longitudinale è pari a: $M_{Rd} = 1345406 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_{Sd} = 1322159,16 \text{ KN}\cdot\text{m}$; la verifica di resistenza della sezione longitudinalmente è dunque soddisfatta. Passiamo adesso alla verifica della sezione in senso trasversale, inserendo sempre gli stessi dati nel programma, quello che cambierà è la dimensione della base e dell'altezza della sezione poiché stavolta sarà $b = 900 \text{ cm}$ ed $h = 600 \text{ cm}$, gli strati di armatura da inserire saranno sempre due e le distanze saranno ovviamente diverse perché cambia l'orientamento della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez, Rett., Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	250	0
2	72	131
3	0	350
4	72	570
5	250	700
6	750	700

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	6371.15	500	50
2	6371.15	500	650

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C **C28/35**

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}

E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c %

ϵ_s %

d cm

x **x/d**

δ

Figura 108: Verifica in direzione trasversale

Il momento resistente della sezione in senso trasversale è pari a: $M_{Rd} = 1503939 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_{Sd} = 1491210,51 \text{ KN}\cdot\text{m}$; la verifica di resistenza della sezione trasversalmente è dunque soddisfatta.

6.2 Progetto dell'armatura a taglio

➤ Senso longitudinale

$V_{Sd} = 34560,00 \text{ KN}$;

Si utilizzano barre $\phi 14$: $A_{\phi 14} = 154 \text{ mm}^2$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

Utilizzando la formula inversa a questa appena scritta sopra possiamo ricavarci l'armatura a taglio della sezione in direzione longitudinale ovvero:

$$A_{sw} = (V_{Rsd} \cdot s) / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

$s = 300 \text{ mm}$; $d = 10000 - 50 = 9950 \text{ mm}$; $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$;

$A_{sw} = (34560 \cdot 10^3 \cdot 300) / (0,9 \cdot 9950 \cdot 391,30) \sim 2960 \text{ mm}^2$;

N. barre = $2960 / 154 = 19,22 \sim 20$ barre $\phi 14$.

➤ Senso trasversale

$V_{sd} = 60585,78 \text{ KN}$

Si utilizzano barre $\phi 14$: $A_{\phi 14} = 154 \text{ mm}^2$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

Utilizzando la formula inversa a questa appena scritta sopra possiamo ricavarci l'armatura a taglio della sezione in direzione longitudinale ovvero:

$A_{sw} = (V_{Rsd} \cdot s) / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$

$s = 300 \text{ mm}$; $d = 7000 - 50 = 6950 \text{ mm}$; $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$;

$A_{sw} = (60586 \cdot 10^3 \cdot 300) / (0,9 \cdot 6950 \cdot 391,30) \sim 7426 \text{ mm}^2$;

N. barre = $7426 / 154 = 48,22 \sim 50$ barre $\phi 14$.

Si rimanda agli elaborati grafici per visualizzare i particolari delle armature della sezione del pilone. Si sceglie di suddividere l'intero pilone in 4 tratti, visto i valori differenti di sollecitazione, quindi si ripete il procedimento di calcolo visto sopra per gli altri tre tratti rimanenti, in modo da evitare lo spreco di armatura.

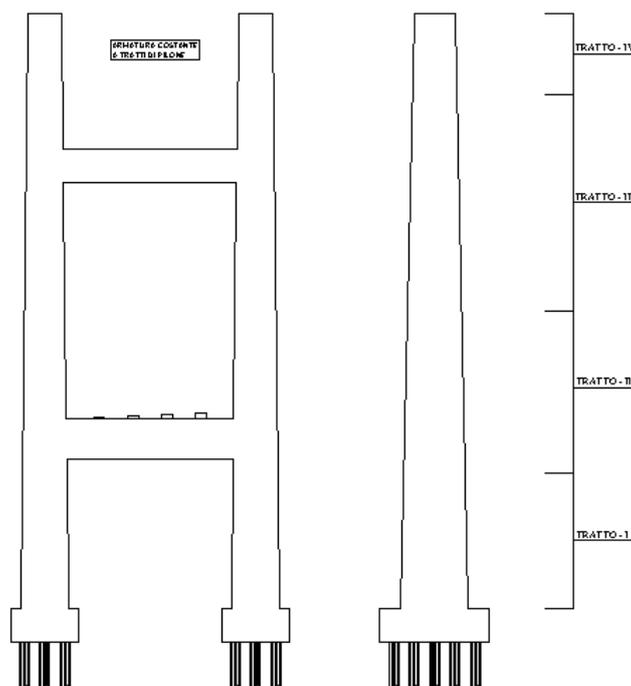


Figura 109: Suddivisione in tratti del pilone

6.3 Progetto della fondazione su pali del pilone

Il palo di fondazione è un tipo di fondazione profonda o fondazione indiretta che presenta la peculiarità, rispetto alla fondazione diretta, di trasmettere una parte non trascurabile del carico verticale per attrito lungo la superficie laterale della fondazione oltre che, a seconda del rapporto tra diametro del palo e altezza dello stesso, con la pressione agente sul piano di appoggio alla base del palo. Questa tipologia di fondazione ha il vantaggio di ridurre i cedimenti a lungo termine potendo sfruttare la resistenza (sia per attrito che in appoggio) di strati di terreno profondi e adeguatamente portanti. I pali si attestano su un grosso plinto, la zattera di fondazione, che può essere ipotizzata come infinitamente rigida grazie ai suoi notevoli spessori, i pali si comportano come elementi elastici con rigidità estensionale EA uguale per tutti dato che i pali sono tutti uguali nel nostro caso. Rappresentiamo sotto le caratteristiche dimensionali della fondazione:

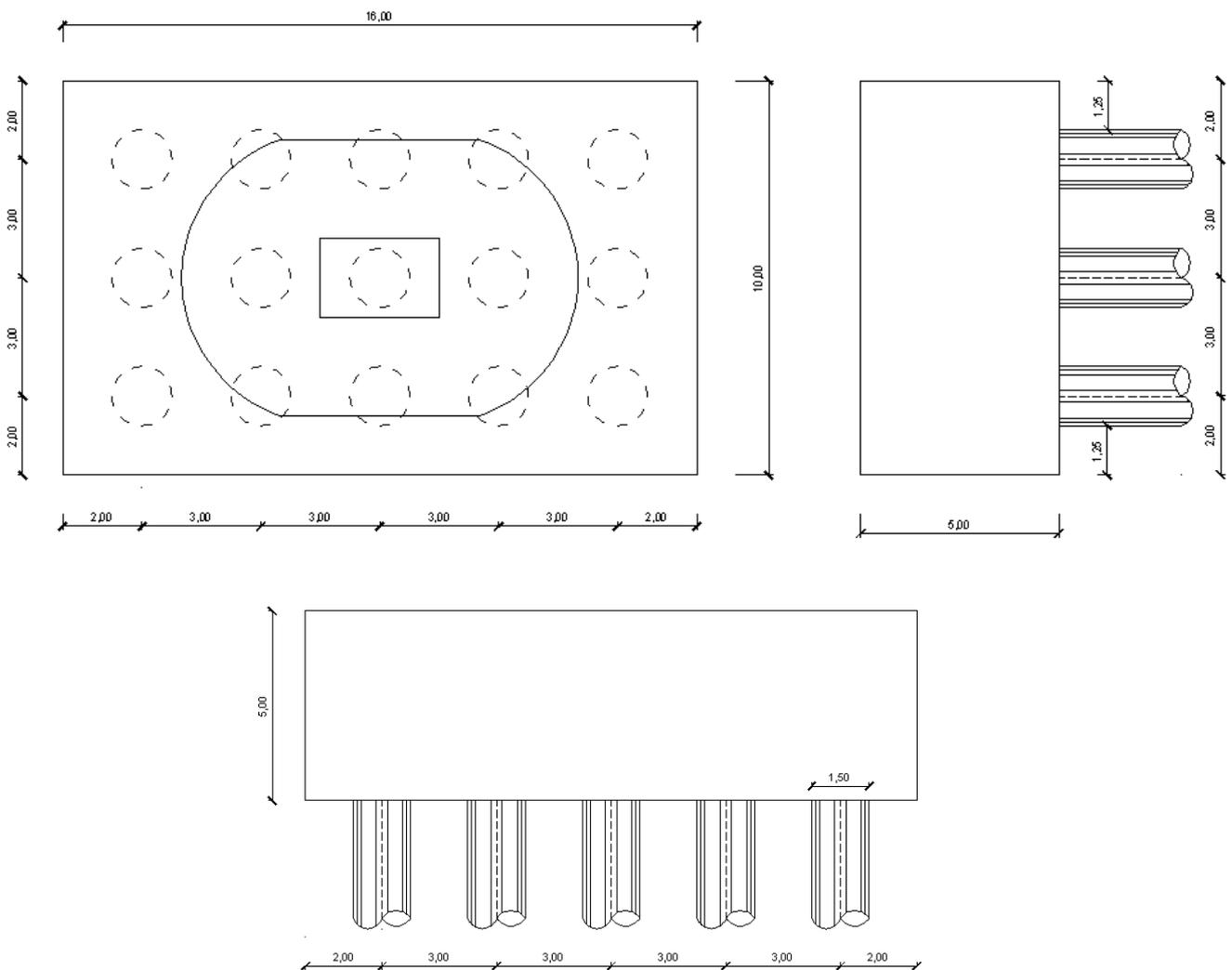


Figura 110: Dimensioni della zattera di fondazione su pali del pilone

Sulla base di queste ipotesi, date le sollecitazioni N , M_{long} , M_{trasv} , V_{long} , V_{trasv} trasmesse dal pilone alla base superiore della zattera, queste vanno riportate alla sua base inferiore: i tagli V_{long} , V_{trasv} generano dei momenti di trasporto ΔM_{long} e ΔM_{trasv} e il peso della zattera incrementa lo sforzo assiale N . A questo punto la determinazione degli sforzi sul palo è banale nell'ipotesi di piastra infinitamente rigida soggetta a pressoflessione deviata, vincolata su una serie di molle elastiche:

$$N_i = N/n + M_{\text{long}} \cdot x_i / \sum x_i^2 + M_{\text{trasv}} \cdot y_i / \sum y_i^2$$

Lo sforzo massimo verticale va trovato in dipendenza delle diverse combinazioni di sollecitazione. In questo modo si determina il diametro del palo “ ϕ ” e la lunghezza “ l ” del palo. I pali all'interno della palificata vengono posizionati in modo tale che il centro di pressione all'intradosso della zattera, sotto i soli carichi permanenti coincida con il baricentro dei pali (non sempre coincide con il centro della zattera poiché ci sono i momenti M_l ed M_t). Per il pilone i valori della sollecitazione alla base valgono dunque:

$N = -454130,20$ KN; $M_{\text{long}} = 1322159,16$ KN·m; $M_{\text{trasv}} = 1491210,51$ KN·m; $V_{\text{long}} = 34560,00$ KN; $V_{\text{trasv}} = 60585,78$ KN;

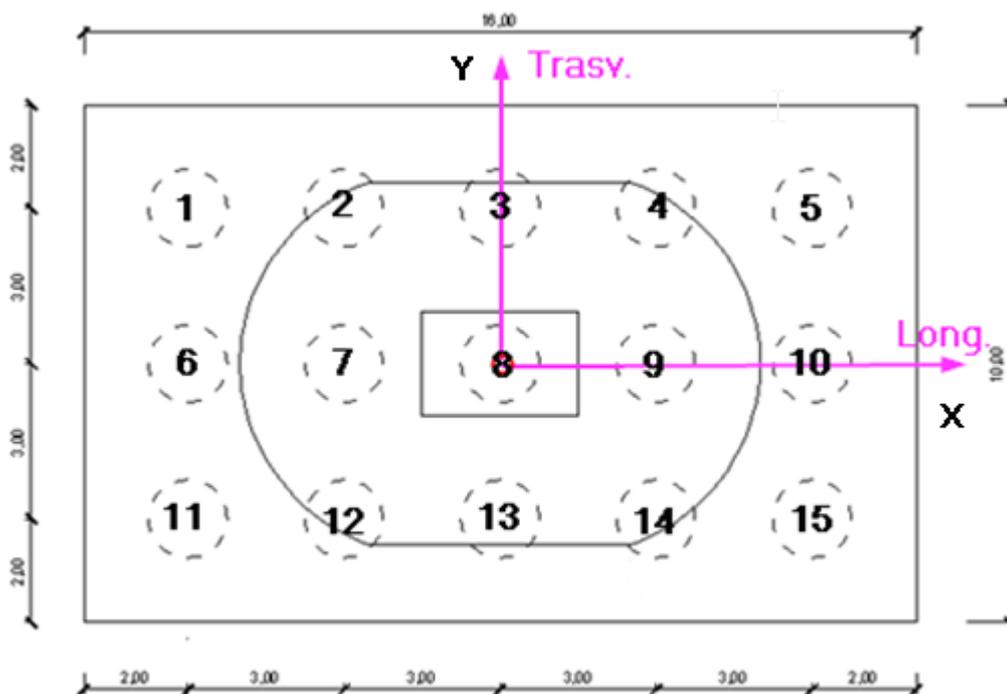


Figura 111: Posizionamento dei pali di fondazione

$$\sum y_i^2 = 10 \cdot y^2 = 10 \cdot 3^2 = 90; \quad \sum x_i^2 = 6 \cdot x_1^2 + 6 \cdot x_2^2 = 6 \cdot 6^2 + 6 \cdot 3^2 = 6 \cdot 36 + 6 \cdot 9 = 216 + 54 = 270;$$

Dobbiamo tenere in conto anche il peso della zattera di collegamento che andrà ad incrementare lo sforzo normale alla base della zattera di collegamento tra la pila ed i pali:

$$P = \gamma \cdot V_{\text{zattera}} \quad \text{con } \gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_{\text{zattera}} = 16,00 \cdot 10,00 \cdot 5,00 = 800,00 \text{ m}^3;$$

$$P_{\text{zattera}} = 25 \cdot 800 = 20000 \text{ KN};$$

Dobbiamo tenere in conto anche i tagli V_{long} e V_{trasv} che producono dei ΔM_{long} e ΔM_{trasv} ovvero:

$$\Delta M_{\text{long}} = V_{\text{long}} \cdot h_{\text{zattera}} = 34560 \text{ KN} \cdot 5,00 \text{ m} = 172800 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\Delta M_{\text{trasv}} = V_{\text{trasv}} \cdot h_{\text{zattera}} = 60585,78 \text{ KN} \cdot 5,00 \text{ m} = 302929 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$M_{\text{long}} + \Delta M_{\text{long}} = 1322159,16 + 172800 = 1494959,16 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

$$M_{\text{trasv}} + \Delta M_{\text{trasv}} = 1491210,51 + 302929 = 1794139,51 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

$$N_{\text{tot}} = N + P_{\text{zattera}} = 454130,20 + 20000 = 474130,20 \text{ KN};$$

$$N_1 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 33221,31 + 59804,65 \sim 124635 \text{ KN};$$

$$N_2 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 16611 + 59804,65 \sim 108025 \text{ KN};$$

$$N_3 = 474130,20 / 15 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 59804,65 \sim 91414 \text{ KN};$$

$$N_4 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 16611 + 59804,65 \sim 108025 \text{ KN};$$

$$N_5 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 33221,31 + 59804,65 \sim 124635 \text{ KN};$$

$$N_6 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 = 31608,70 + 33221,31 \sim 64830 \text{ KN};$$

$$N_7 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 = 31608,70 + 16611 \sim 48220 \text{ KN};$$

$$N_8 = 474130,20 / 15 = 31608,70 \text{ KN};$$

$$N_9 = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 = 31608,70 + 16611 \sim 48220 \text{ KN};$$

$$N_{10} = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 = 31608,70 + 33221,31 \sim 64830 \text{ KN};$$

$$N_{11} = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 33221,31 + 59804,65 \sim 124635 \text{ KN};$$

$$N_{12} = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 16611 + 59804,65 \sim 108025 \text{ KN};$$

$$N_{13} = 474130,20 / 15 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 59804,65 \sim 91414 \text{ KN};$$

$$N_{14} = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 3) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 16611 + 59804,65 \sim 108025 \text{ KN};$$

$$N_{15} = 474130,20 / 15 + (1494959,16 \cdot 6) / 270 + (1794139,51 \cdot 3) / 90 = 31608,70 + 33221,31 + 59804,65 \sim 124635 \text{ KN};$$

I pali più sollecitati sono ovviamente quelli di bordo perché risentono maggiormente dell'effetto prodotto dai momenti.

Dobbiamo verificare che la portata ultima del palo P_u sia maggiore dello sforzo normale massimo del palo.

$$N_{\text{max}} = 124635 \text{ KN};$$

6.3.1 Pali di fondazione

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE. Nel nostro progetto i pali sono di tipo trivellato in opera. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

– **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- 1) collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- 2) collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- 3) collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- 4) stabilità globale;

- **SLU di tipo strutturale (STR)**

- 1) raggiungimento della resistenza dei pali;
- 2) raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.3.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Figura 112: Tabella dei coefficienti parziali da γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;

b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota;

1) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione ed a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella, in funzione del numero n . di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Figura 113: Tabella dei fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico su pali pilota

2) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n . di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 114: Tabella dei fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in tabella deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

3) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\}$$

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Figura 115: Tabella dei fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

6.3.3 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

6.4 Calcolo della portata ultima dei pali

La portata ultima P_u è la somma di una portata di punta P_{punta} e una portata laterale $P_{laterale}$ ovvero:

$$P_u = P_{punta} + P_{laterale} = p \cdot (\pi \cdot d^2)/4 + \pi \cdot d \cdot \sum s_i h_i$$

È dunque necessario definire la resistenza unitaria alla punta “p” e la resistenza unitaria laterale s_i nei vari tratti di altezza h_i . Si ha:

$$p = N_q \cdot \sigma_{v1} + N_c \cdot c, \quad \text{con } N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

La formula per la portata unitaria alla punta presenta dunque un'aliquota dovuta alla pressione litostatica verticale e un'aliquota dovuta alla coesione. Intervengono nella formula i seguenti parametri:

- Il coefficiente φ , angolo di attrito interno del terreno a palo eseguito (determinabile attraverso formule di laboratorio);
- N_q che è un termine sperimentale fornito da diversi autori anch'esso in funzione di φ ;
- c , che indica la coesione e dipende dal tipo di terreno;
- $\sigma_{v1}(h)$ che è la pressione litostatica verticale alla punta $\sigma_{v1}(h) = \gamma \cdot h$

Per quanto riguarda la resistenza unitaria laterale s_i alla profondità z , il terreno è da considerarsi stratificato, ad ogni strato corrispondono caratteristiche geotecniche diverse quindi il valore della resistenza laterale s_i cambia alle diverse quote. Questo si verifica anche se il terreno è omogeneo, poiché cambiando la pressione citostatica $\sigma_{v1}(z)$, anche s varia con la profondità. Dunque si ha:

$$s_i = a + \mu \cdot \sigma_{0z}$$

la formula presenta due contributi, un termine attritivo ed uno coesivo. L'aliquota coesiva “a” vale:

$$a = \alpha \cdot c$$

ed è significativa quando in presenza di argille, cioè quando abbiamo un terreno di natura coesiva (condizioni non drenate). È nulla se si ha a che fare con sabbie asciutte; in condizioni coesive si ha $c = c_u$ con c_u coesione non drenata massima (dipende dal terreno, è ricavabile da prove di laboratorio sui terreni). Il coefficiente α è generalmente minore di 1 ed è funzione del tipo di palo tenendo conto della riduzione di coesione cui va incontro il terreno a seguito della messa in opera del palo. Nel secondo contributo, quello di tipo attritivo, il coefficiente “ μ ” dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo – terreno, ha un valore massimo per pali di tipo Franky ($\mu_{max} = \tan \varphi$, con φ = angolo di attrito del terreno), per pali prefabbricati si hanno valori ridotti.

σ_{0z} è la pressione orizzontale (radiale) alla quota z , essa vale $\sigma_{0z} = K \cdot \sigma_{v1}(z)$ con $\sigma_{v1}(z)$ pressione litostatica (verticale) a quella profondità; K è un coefficiente che dipende dal tipo di terreno e varia molto con le caratteristiche tecnologiche del palo perché varia l'effetto costipante ($0,5 \leq K \leq 3,5$), 0,5 per pali trivellati in terreni sciolti, 3 per pali di tipo Franky in terreni compatti.

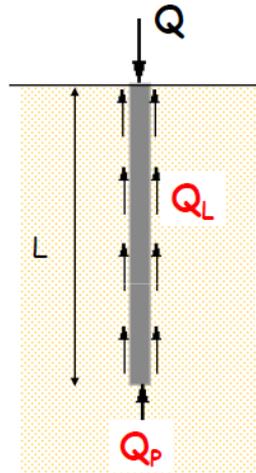


Figura 116: Portate ultime del palo di fondazione

Nel nostro caso abbiamo i seguenti dati:

$\gamma = 18,50 \text{ KN/m}^3$; $\varphi = 28^\circ$; $c_u = 30 \text{ KN/m}^2$ dalle tabelle entrando con questo valore di φ ricavo:

$N_c = 25,80$ ed $N_q = 14,72$ (fattori di capacità portante);

$\sigma_{v1}(z) = \gamma \cdot z$; con $z =$ profondità di infissione dei pali nel nostro progetto $z = 45$ metri.

$$\sigma_{v1}(z) = 18,5 \cdot 45 = 832,50 \text{ KN/m}^2;$$

$$p = N_q \cdot \sigma_{v1} + N_c \cdot c = 14,72 \cdot 832,50 + 25,80 \cdot 30 = 12254,40 + 1161,00 = 13415,40 \text{ KN/m}^2;$$

$$s_i = a + \mu \cdot \sigma_{0z}$$

$a = \alpha \cdot c$ con $\alpha = 0,65$ (ricavato dalle tabelle);

$$a = 0,65 \cdot 30 = 19,50 \text{ KN/m}^2;$$

$$\mu_{\max} = \text{tg}\varphi = \text{tang}(28^\circ) = 0,531$$

$\sigma_{0z} = K \cdot \sigma_{v1}(z)$ con $K = 1,2$ per pali di tipo Franky quindi:

$$\sigma_{0z} = 1,2 \cdot 832,50 = 1000 \text{ KN/m}^2;$$

$$s_i = 19,50 + 0,531 \cdot 1000 = 19,50 + 531,00 = 550,50 \text{ KN/m}^2;$$

$$P_u = p \cdot (\pi \cdot d^2)/4 + \pi \cdot d \cdot \sum s_i h_i = 13415,40 \cdot (3,14 \cdot 1,5^2)/4 + 3,14 \cdot 1,5 \cdot 550,50 \cdot 45 = 23695 + 116678 \sim 140373 \text{ KN}$$

$P_u = 140373 \text{ KN} > N_{\max} = 124635 \text{ KN}$; pertanto la verifica dei pali di fondazione risulta non soddisfatta.

CAPITOLO 7: PROGETTO DELLE SPALLE

Le spalle sono le strutture verticali di estremità della travata, dunque da una parte devono contenere il terreno costituente il rilevato stradale, dall'altra devono fornire sostegno alla travata. Questo sostegno di solito viene dato da un elemento della spalla detto "trave cuscino" che porta gli appoggi i quali trasferiscono i carichi verticali e orizzontali provenienti dall'impalcato. La trave cuscino poggia sulla parte sottostante che in generale può essere costituita da una serie di pilastri circolari o pareti, in questo caso la spalla è detta aperta perché il terreno passa attraverso la spalla e si dispone parzialmente sotto il ponte. La spalla è detta per questo motivo anche passante. Se invece il sostegno sotto il cuscino è costituito da un muro frontale continuo, il terreno rimane intercettato e la spalla è detta chiusa. Sopra la trave cuscino c'è un muretto solidale detto "trave paraghiaia" che contiene la parte superficiale del rilevato, la ghiaia di fondazione della strada; al di sopra viene poi realizzata la pavimentazione stradale costituita da uno strato di binder e uno di usura. La fondazione della spalla è di solito una fondazione profonda, quindi la spalla poggia su una zattera collegata a pali. Nel caso di spalla chiusa si ha dunque un muro frontale e dei muri laterali, detti anche muri di risvolto che sono posti a 90° rispetto al muro frontale oppure obliqui e servono a contenere il rilevato lateralmente. Il muro frontale può essere nervato con conseguenti minori spessori, ma questa soluzione richiede maggiori oneri di lavorazione. È inoltre necessario fare attenzione che le nervature non siano troppo fitte perché in tal caso l'operazione di costipamento del terreno mediante rullatura risulterebbe impedita. Il muro non nervato invece ha maggiori spessori ma richiede minori lavorazioni. Le azioni sulla spalla lato terrapieno sono:

- Peso proprio della spalla;
- Peso proprio del terreno che grava sulla spalla finendo alle fondazioni;
- La spinta del terreno sui muri frontali (paraghiaia) e laterali (bandiere o muri d'ala);
- Il traffico che transita sul terrapieno in termini di carico verticale sulle fondazioni e sul paraghiaia;
- La spinta indiretta dovuta al frenamento che agisce sul paraghiaia ed impegna tutta la struttura;

Le azioni sulla spalla lato impalcato sono:

- I carichi verticali permanenti e variabili;
- I carichi orizzontali trasversali dovuti al vento ed al sisma (nelle spalle chiuse in genere trascurabili);
- I carichi orizzontali longitudinali dovuti alla frenatura, al sisma ed alle azioni parassite dei vincoli.

Di solito prima di calcolare la spalla se ne stabilisce la geometria in funzione del tipo di rilevato. Si procede poi al calcolo dello spessore del muro determinato sostanzialmente dalla spinta del terreno e dalla spinta del traffico diretta e indiretta, dall'azione frenante lato travata e dai carichi verticali sempre lato travata che talvolta sono favorevoli a causa del fatto che la reazione può determinare un momento longitudinale di segno opposto, o la compressione dare effetto benefico, in questi casi occorre considerare il carico permanente minimo. Riguardo al sovraccarico sul terrapieno, anziché mettere in conto le ruote che danno luogo alla diffusione dell'azione, si può considerare un carico uniformemente distribuito pari a 10 KN/m^2 per le strade secondarie e 20 KN/m^2 per le strade principali. Nel dimensionamento del paraghiaia invece può risultare più gravoso il carico asse. Rappresentiamo in figura sotto i vincoli che abbiamo disposto nei baggioli delle spalle, e ci ricaviamo dall'analisi al programma di calcolo le reazioni che vengono trasmesse dall'impalcato alla spalla attraverso i vincoli introdotti. Sostanzialmente le azioni saranno di sola componente verticale per i dispositivi multi direzionali e componente orizzontale lungo una sola direzione per quelli unidirezionali. Le reazioni derivanti dalla sovrastruttura ai vincoli posti sulle spalle sono ricavate dall'analisi strutturale al SAP2000 e valgono rispettivamente:

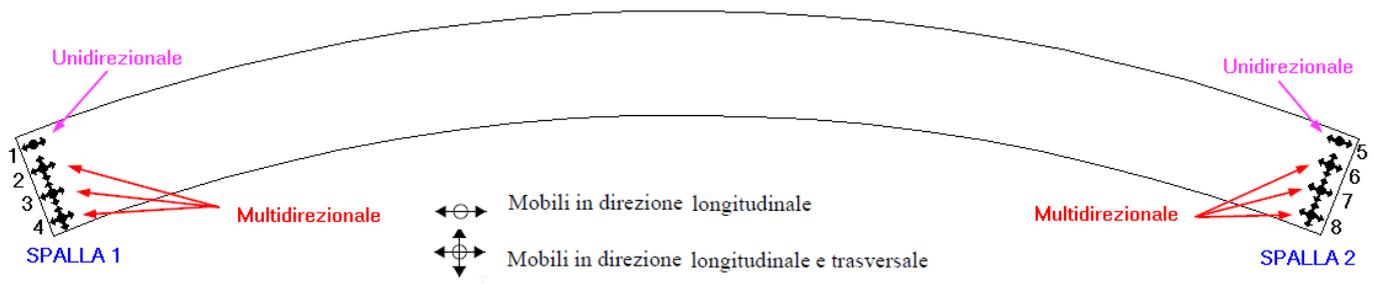


Figura 117: Disposizione dei vincoli in prossimità delle spalle

➤ **SPALLA SP1**

Reazioni di base vincolo 1 – unidirezionale

$$F_{y\text{-max}} = 20420,00 \text{ KN}; F_{y\text{-min}} = - 6309,30 \text{ KN}; F_{z\text{-min}} = - 28849,65 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 42575,62 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 2 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 51717,93 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 17429,68 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 3 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 45681,40 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 14729,90 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 4 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 27523,80 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 37286,47 \text{ KN};$$

➤ **SPALLA SP2**

Reazioni di base vincolo 5 – unidirezionale

$$F_{y\text{-max}} = 20420,00 \text{ KN}; F_{y\text{-min}} = - 6309,30 \text{ KN}; F_{z\text{-min}} = - 28849,65 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 42575,62 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 6 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 51717,93 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 17429,68 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 7 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 45681,40 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 14729,90 \text{ KN};$$

Reazioni di base vincolo 8 – multidirezionale

$$F_{z\text{-min}} = - 27523,80 \text{ KN}; F_{z\text{-max}} = 37286,47 \text{ KN};$$

I dati che ci serviranno per il calcolo delle sollecitazioni e il progetto delle componenti della spalla sono:

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso proprio del terreno di riporto);}$$

$$\varphi = 28^\circ \text{ (angolo di attrito interno del terreno);}$$

$q = 20 \text{ KN/m}^2$ (sovraccarico posto sul terreno dietro il muro di sostegno per strade secondarie).

La geometria della spalla che ci siamo posti nella progettazione è la seguente:

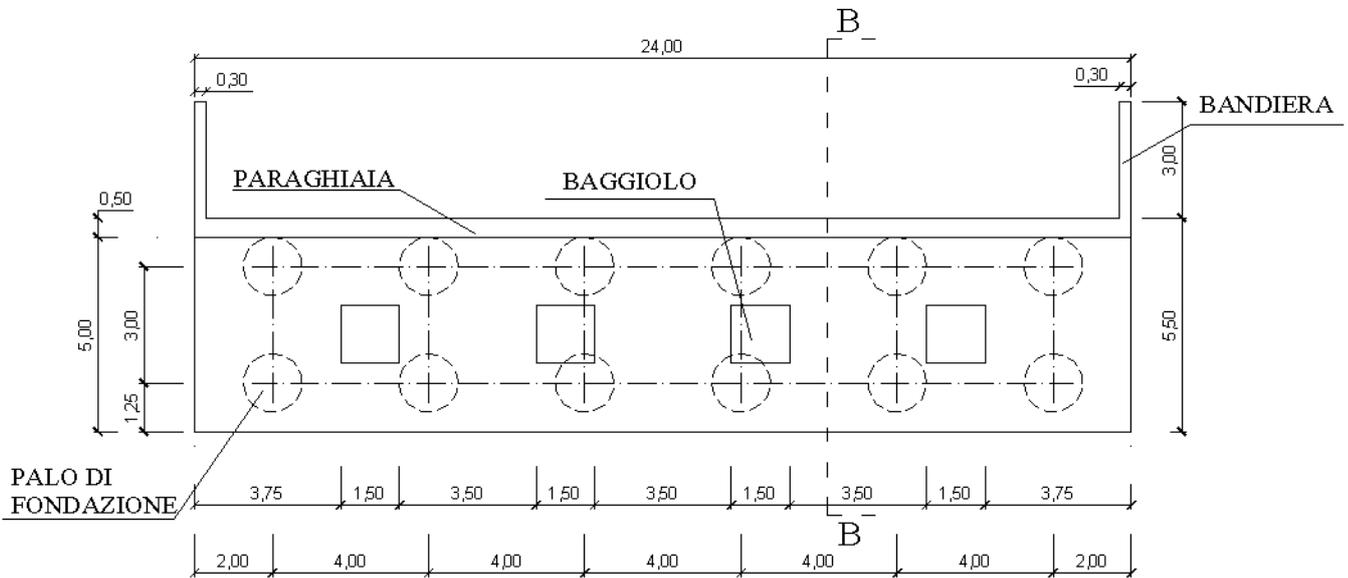


Figura 118: Pianta della spalla del ponte

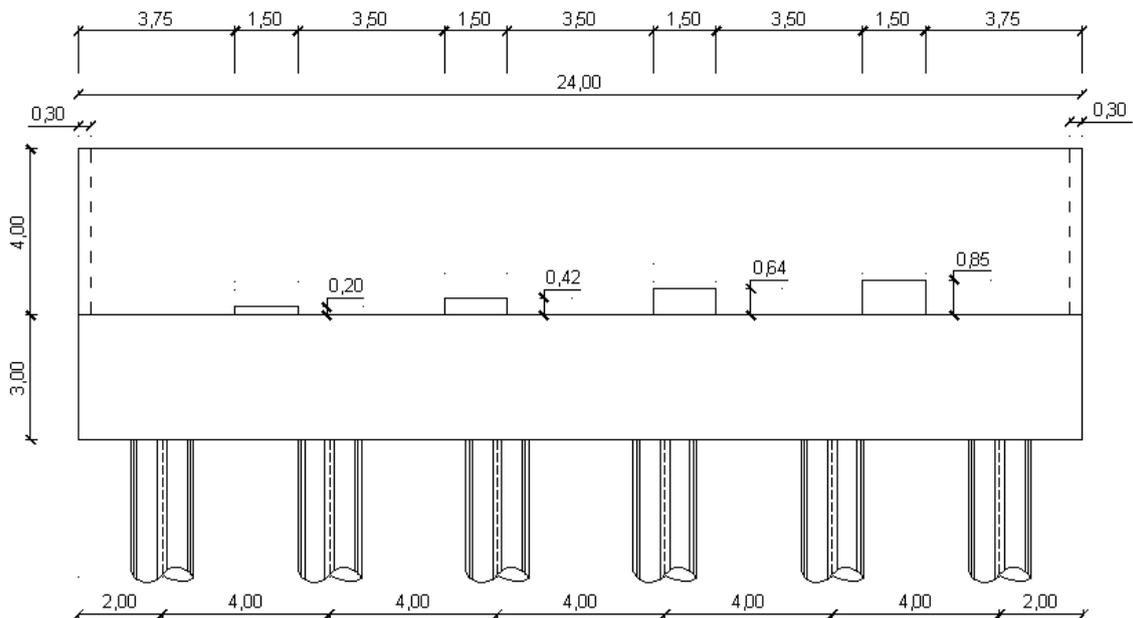


Figura 119: Prospetto della spalla

La spinta dovuta al terreno in un muro di sostegno si calcola con la seguente espressione:

$$S_{\gamma} = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = \text{tg}^2(45 - 28/2) = 0,361 \text{ (coefficiente di spinta attiva del terreno);}$$

La spinta dovuta al sovraccarico permanente invece si calcola con l'espressione:

$$S_q = q \cdot K_a \cdot h$$

$$S_\gamma = 1/2 \cdot 19 \cdot 0,361 \cdot 3^2 = 30,86 \text{ KN/m (applicata ad } h/3 \text{ del paraghiaia);}$$

$$S_q = 20 \cdot 0,361 \cdot 3 = 21,66 \text{ KN/m (applicata ad } h/2 \text{ del paraghiaia);}$$

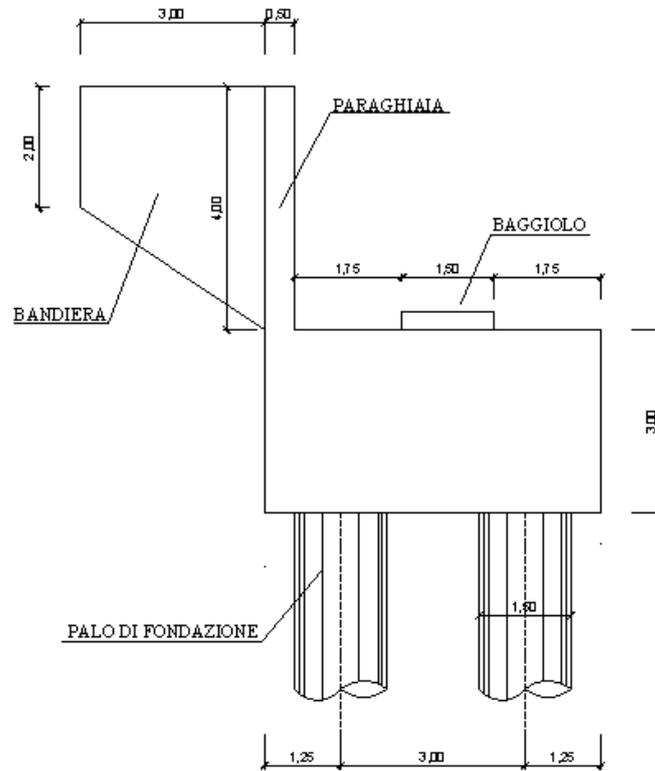


Figura 120: Sezione della spalla

7.1 Spinta dovuta al traffico

Considerando lo schema di carico 1 composto da due assi tandem distanzi tra loro 2,00 metri ed aventi le ruote poste ad 1,20 metri l'una rispetto l'altra su ciascun asse, la situazione più gravosa si ha proprio quando gli assi si dispongono adiacentemente al muro paraghiaia come la situazione rappresentata in figura:

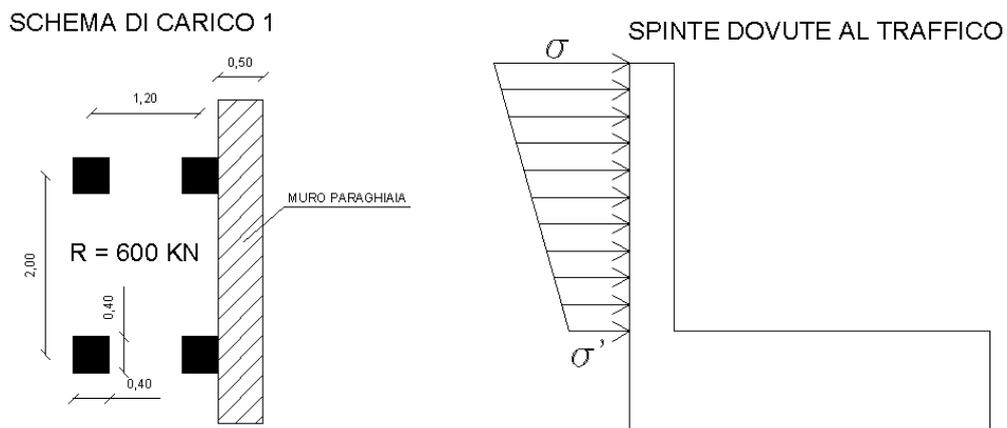


Figura 121: Disposizione più gravosa dell'asse tandem

$$F = R/4 = 600/4 = 150 \text{ KN};$$

$$p = F/(a \cdot b) = 150/(0,4 \cdot 0,4) = 937,5 \text{ KN/m}^2;$$

Ipotizzando la diffusione del carico a 30° rispetto l'orizzontale calcoliamo i valori di a' e b' :

$$a' = a + h \cdot \text{tg}(30^\circ) = 0,4 + 0,577 \cdot 4,00 = 2,71 \text{ m};$$

$$b' = b + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(30^\circ) = 0,4 + 2 \cdot 4,00 \cdot 0,577 = 5,01 \text{ m};$$

$$p' = F/(a' \cdot b') = 150/(2,71 \cdot 5,01) = 11,03 \text{ KN/m}^2;$$

$$S_{\text{TOT}} = S_1 + S_2$$

$$\sigma = K_a \cdot p = 0,361 \cdot 937,5 = 338,43 \text{ KN/m}^2;$$

$$\sigma' = K_a \cdot p' = 0,361 \cdot 11,03 = 3,98 \text{ KN/m}^2;$$

$$S_1 = \sigma' \cdot h \cdot [(b + b')/2] = 42,98 \text{ KN (applicato ad } h/2);$$

$$S_2 = 1/6 \cdot h \cdot (2b + b') \cdot (\sigma - \sigma') = 1295,50 \text{ KN (applicato ad } h/3);$$

7.2 Frenatura diretta

Le forze del pneumatico durante la frenatura si scaricano direttamente sul paraghiaia, la situazione è la seguente:

SCHEMA DI CARICO 1

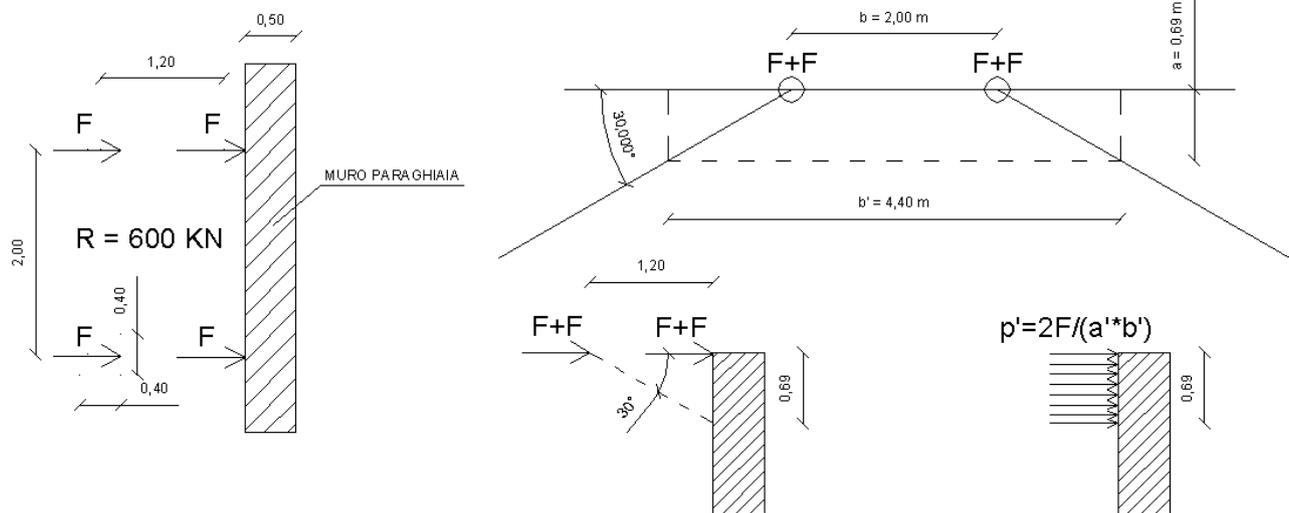


Figura 122: Carichi sul paraghiaia dovuti alla frenatura

$$a' = 0,577 \cdot a = 0,577 \cdot 1,2 = 0,69 \text{ m};$$

$$b' = b + 2 \cdot \text{cotg}(30^\circ) \cdot a = 2 + 2 \cdot 1,733 \cdot 1,20 = 4,40 \text{ m};$$

$$F = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1K}) = 0,6 \cdot 600 = 360 \text{ KN};$$

$$p' = 2 \cdot 360/(0,69 \cdot 4,4) = 237,62 \text{ KN/m}^2;$$

$$W_{\text{paraghiaia}} = \gamma \cdot V = 25 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 1 = 50,00 \text{ KN/m};$$

Andiamo a rappresentare tutte le forze calcolate prima sul paraghiaia, rappresentiamo la situazione:

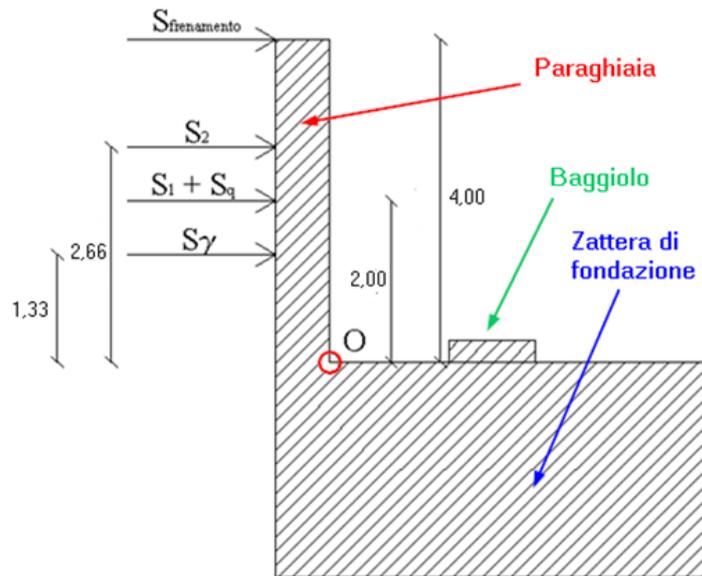


Figura 123: Spinte applicate sul paraghiaia

Andiamo a scrivere l'equazione di equilibrio alla rotazione del paraghiaia rispetto al polo O e ci calcoliamo il momento totale agente che è quello che ci servirà per dimensionare l'armatura del muro paraghiaia.

$$M_O = S_{fren.} \cdot h + S_2 \cdot \frac{2}{3} h + S_1 \cdot \frac{h}{2} + S_q \cdot \frac{h}{2} + S_\gamma \cdot \frac{h}{3} = 870 \text{ KNm};$$

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 8,7 \cdot 10^8 / (0,9 \cdot 460 \cdot 391,3) = 5370 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = A'_s = 2685 \text{ mm}^2;$$

$$\text{Copriferro} = 4 \text{ cm}; \text{ si adottano barre } \phi 20: A_{\phi 20} = 314 \text{ mm}^2;$$

$$N. \text{ barre} = 2685/314 \sim 10 \text{ barre } \phi 20 \text{ al metro};$$

$$N. \text{ barre} = 11251/380 = 29,60 \sim 30 \text{ barre } \phi 22.$$

7.3 Calcolo della bandiera

La bandiera possiamo pensarla come una mensola incastrata nel paraghiaia, quest'ultima è soggetta alla spinta del terrapieno a monte, l'altezza massima della bandiera è di 4,00 m, ma poi la rastremazione fa sì che il restringimento in sommità si porta a 2,00 m, quindi sostanzialmente avremo che la spinta del terreno con diagramma triangolare non si abatterà totalmente sulla bandiera avente area simile ad un trapezio; la situazione è rappresentata in figura:

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3; \quad K_a = 0,337;$$

$$\sigma_c = \gamma \cdot K_a \cdot h_c = 19 \cdot 0,337 \cdot 2,00 = 12,80 \text{ KN/m}^2;$$

$$\sigma_D = \gamma \cdot K_a \cdot h_d = 19 \cdot 0,337 \cdot 4,00 = 25,61 \text{ KN/m}^2;$$

Suddivido in tre parti il diagramma come in figura per calcolarne l'effetto totale dovuto alla spinta:

$$M_{A-D} = S_I + S_{II} + S_{III} = (12,80 \cdot 2/2) \cdot 3 \cdot 3/2 + 12,80 \cdot (3 \cdot 3/2) \cdot 3/3 + (25,61 - 12,80) \cdot 2 \cdot 3/4 =$$

$$= 57,60 + 57,60 + 19,21 = 134,42 \text{ KNm};$$

Ci calcoliamo l'armatura necessaria ad assorbire questo momento e troviamo:

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) \quad \text{con } d = 260 \text{ mm}; \quad f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}; \quad M_{Sd} = 134,42 \text{ KNm};$$

$$A_s = 1468 \text{ mm}^2; \quad \text{si adottano barre } \phi 14: A_{\phi 14} = 154 \text{ mm}^2;$$

$$N. \text{ barre} = 1468/154 = 9,53 \text{ si adottano } 10 \text{ barre } \phi 14.$$

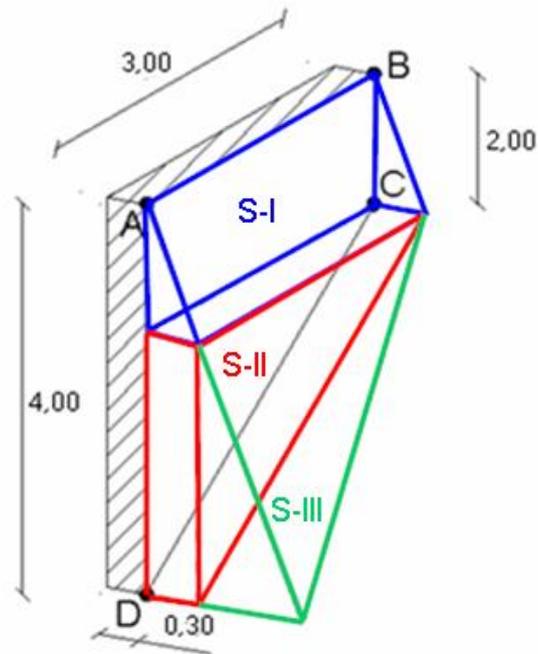


Figura 124: Caratteristiche dimensionali della bandiera e suddivisione delle spinte

7.4 Verifiche globali della spalla

Si devono effettuare verifiche di scorrimento e di ribaltamento, occorre però che la spinta S_γ ed S_q sia riferita stavolta per l'intera altezza del muro compresa la zattera di fondazione.

$$H_{tot} = 7,00 \text{ m}$$

$$S_\gamma = 1/2 \cdot 19 \cdot 0,361 \cdot 7,00^2 = 168,00 \text{ KN/m (applicata ad } h/3);$$

$$S_q = 10 \cdot 0,361 \cdot 7,00 = 25,27 \text{ KN/m (applicata ad } h/2);$$

$$M_R = F_{frenamento} \cdot 7,00 + S_1 \cdot 5,00 + S_2 \cdot 5,66 + S_\gamma \cdot 4,33 + S_q \cdot 5,00 = 20170 \text{ KNm/m};$$

$$W_{muro} = 50,00 \text{ KN/m}; \quad W_{zattera} = 3,00 \cdot 5,50 \cdot 25 = 412,50 \text{ KN/m}; \quad F_{z-vincoli} = 27523,80 \text{ KN};$$

$$M_S = W_{muro} \cdot 5,25 + W_{zattera} \cdot 2,75 + F_{z-vincoli} \cdot 2,75 = 36060,22 \text{ KNm/m};$$

$M_S/M_R \geq 1,5$ segue che: $36060,22/20170 = 1,79$ pertanto la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta. Effettuiamo adesso la verifica allo scorrimento della spalla avendo:

$$(\sum F_V \cdot \operatorname{tg}\varphi) / \sum F_O \geq 1,3$$

$$F_V = W_m + W_Z + F_Z \sim 28000 \text{ KN};$$

$$F_O = S_1 + S_2 + S_{\text{frenamento}} + S_\gamma + S_q \sim 2135,22 \text{ KN};$$

$$\operatorname{tg}\varphi = 0,337;$$

$(28000 \cdot 0,337)/2135,22 = 4,41 > 1,3$ quindi la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta ma non sussistono problemi visto che inseriamo dei pali di fondazione profondi 20 m che aiuteranno la stabilità della spalla e ripartiranno il carico nello strato roccioso.

CAPITOLO 8: PROGETTO DELL'IMPALCATO

8.1 Progetto e verifica delle armature a flessione

Vengono di seguito riportati i valori degli involucri dei diagrammi di momento flettente e taglio. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo (2.5.1 NTC 2008): con $\gamma_{G1} = 1,35$ (carichi strutturali); $\gamma_{G2} = 1,5$ (carichi non strutturali); $\gamma_Q = 1,5$ (carichi variabili);

$$M_{Sd-xx} = 306,78 \text{ KNm}; \quad M_{Sd-yy} = 453,11 \text{ KNm}; \quad T_{Sd} = 176,76 \text{ KN};$$

Il dimensionamento e la verifica della di impalcato viene effettuato considerando le seguenti sollecitazioni: $M_{Sd} = 453,11$ KNm, la sezione che viene presa in esame ha l'altezza di 30 cm, e la larghezza pari a quella della predalles ovvero 1,20 metri:

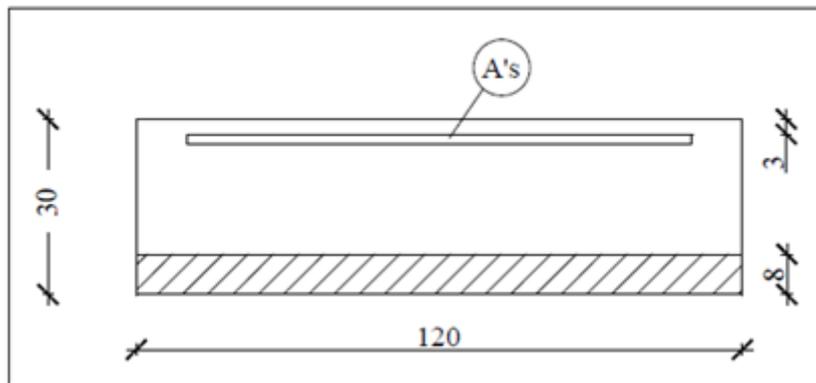


Figura 125: Dimensioni della sezione d'impalcato per il progetto e verifica dell'armatura

Ci calcoliamo con la seguente formula la quantità d'acciaio richiesto per assorbire il valore di momento:

$$A_s' = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$d = 270 \text{ mm}; \quad f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}; \quad M_{Sd} = 4,53 \cdot 10^8 \text{ Nmm};$$

$$A_s' = 4,53 \cdot 10^8 / (0,9 \cdot 270 \cdot 391,3) = 5322 \text{ mm}^2;$$

$$\text{Si decide di adottare barre } \phi 20: \quad A_{\phi 20} = 314 \text{ mm}^2;$$

N. barre = $5322/314 \sim 17$ barre $\phi 20/5,5$ cm (sono riferite ad 1,00 metri di larghezza della sezione).

$$\rho_{\text{compr}} = A_s' / (b \cdot h) = 4764,11 / (1200 \cdot 300) = 0,013 = 1,3 \%$$

La normativa ci dice che $1,4/f_{yk} < \rho < \rho_{\text{compr}} + 3,5/f_{yk}$ quindi ci calcoliamo il valore della percentuale di armatura tesa e lo confrontiamo con l'espressione riportata sopra per la verifica:

$$\rho = A_s / (b \cdot h); \quad f_{yk} = 450 \text{ MPa}; \quad 0,0031 < \rho < 0,013 + 0,0077 \quad \text{ovvero} \quad 0,031 < \rho < 0,02; \quad \text{scegliamo un valore di } \rho = 0,01 \text{ e quindi dalla formula inversa ricavo } A_s = 0,01 \cdot 360000 = 3600 \text{ mm}^2;$$

Utilizzando anche per l'armatura tesa delle barre $\phi 20: A_{\phi 20} = 314 \text{ mm}^2$ otteniamo il numero di barre necessarie ovvero:

N . barre = $3600/314 \sim 12$ barre ϕ 20/12 cm (sono riferite ad 1,00 metri di larghezza della sezione).

Andiamo a calcolare il momento resistente con l'ausilio del programma VASLU:

$M_{Rd} = 472,50$ KN·m; quindi $M_{sd} = 453,11$ KN·m $<$ $M_{Rd} = 472,50$ KN·m pertanto la verifica dell'armatura a flessione risulta soddisfatta.

Trasversalmente si dispone il 25% dell'armatura calcolata: $7,07$ cm²; Si decide di disporre barre ϕ 14 a passo 20 cm per un totale di $7,93$ cm².

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	53.22	60	4
2	0	30	2	40.84	60	26
3	120	30				
4	120	0				
5	0	0				
6	0	0				

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 126: Verifica del momento resistente in soletta

8.2 Verifica della sezione a taglio

Il taglio resistente è fornito dall'espressione seguente:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Nel caso in esame risulta:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$K = 1 + (200/300)^{1/2} = 1,81;$$

$$\rho_1 = \frac{A_a}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_1 = 4764 / (1000 \cdot 300) = 0,015; \quad \sigma_{cp} = 0;$$

$$V_{Rd} = [0,18 \cdot 1,81 (100 \cdot 0,015 \cdot 32)^{0,333}] \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 10^{-3} / 1,5 = 236,5 \text{ KN};$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot (1,81)^{1,5} \cdot 32^{0,5} = 0,482$$

$$0,482 \cdot 1000 \cdot 300 = 144,6 \text{ KN};$$

$V_{Rd} = 236,5 \text{ KN} > 144,6 \text{ KN}$ pertanto la verifica a taglio della soletta risulta soddisfatta, non è necessario quindi armare a taglio la sezione.

8.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Vengono di seguito riportati gli involuipi dei diagrammi di momento flettente. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati per la combinazione di carico rara (2.5.1 NTC 2008). Il diagramma sotto riportato tiene conto del fatto che la soletta appoggia sulla piattabanda superiore della trave in acciaio.

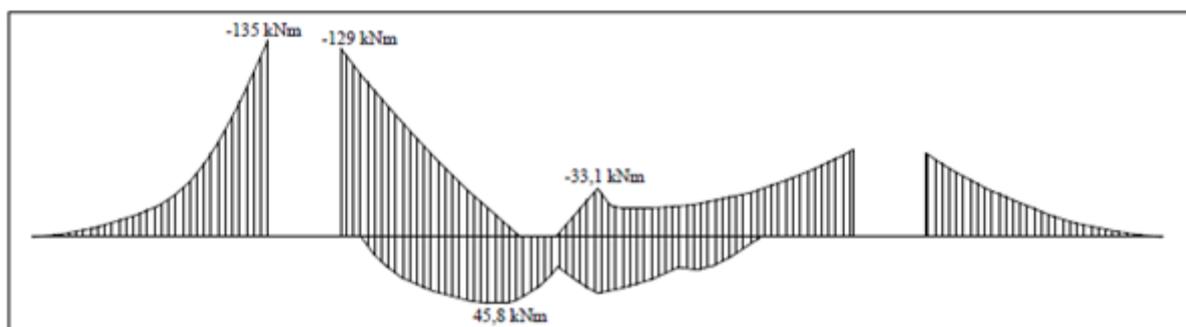


Figura 127: Involuppo dei momenti flettenti allo SLE

Per la verifica di fessurazione si fa riferimento a quanto prescritto nel C4.1.2.2.4.6. La verifica a fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio definiti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente. Per lo stato limite di apertura delle fessure, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato è pari a: $w_1 = 0,2$ mm;

Per l'esecuzione della verifica si considera la sezione maggiormente sollecitata, la tensione σ_s vale:

$$\sigma_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

$M = 135$ KN·m; $d = H - c = 260$ mm; $A_s = 4728$ mm²;

$\sigma_s = 135 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 300 \cdot 4728) = 105,75$ MPa;

Facendo riferimento alla tabella C4.1.II si deduce che il diametro massimo consentito per le barre è 25 mm. In questo caso le barre adottate hanno diametro di 20 mm, pertanto tale requisito risulta soddisfatto. Facendo riferimento alla tabella C4.1.III Risulta che per una tensione nell'acciaio pari a 106 MPa la spaziatura massima tra le barre non deve essere superiore di 200 mm. In questo caso la spaziatura tra le barre è 125 mm, pertanto anche questo requisito risulta soddisfatto. La verifica a fessurazione risulta dunque soddisfatta.

8.4 Verifica delle travate principali

La sezione mista aperta è costituita da una serie di travi in acciaio a doppio T dissimetriche con l'ala superiore più stretta dell'ala inferiore. L'ala superiore è munita di una serie di pioli (connettori) di tipo Nielson ($\phi > 20$ mm) che servono a connettere la trave metallica alla sovrastante soletta. Il limite inferiore alle dimensioni dell'ala superiore sono dovuti al fatto che questa deve poter ospitare i connettori, ma anche al fatto che, lavorando la sezione per fasi, durante la fase di getto della soletta l'unico elemento resistente è la trave metallica nuda che quindi deve comunque possedere un consistente momento d'inerzia. In fase di predimensionamento per i ponti strallati si sceglie per la trave un'altezza pari a circa 1/100 – 1/200 della luce. La soletta ha spessori che vanno solitamente dai 18 ai 30 cm con ali spesso rastremate. Il numero delle travi nella sezione aperta è in stretto rapporto con la larghezza dell'impalcato, quindi con il tipo di strada servita dal ponte. Per impalcati in acciaio e calcestruzzo con sezione trasversale $B = 20 - 25$ m (due corsie per senso di marcia più spartitraffico) la soluzione tipicamente scelta è del tipo a quattro travi. Gli sbalzi sono solitamente inferiori ai 3 m e l'interasse delle due travi è intorno ai 5,00 m in modo da avere spessori della soletta tali da rendere la soluzione conveniente.

$H_{trave} = 1/200 \cdot L_{max} = 0,05 \cdot 250 = 2,50$ m;

Spessore piattabanda inferiore = 6 cm;

Spessore piattabanda superiore = 4 cm;

Spessore anima = 3 cm;

Larghezza piattabanda inferiore = 160 cm;

Larghezza piattabanda superiore = 120 cm;

La trave longitudinale è dotata anche di piolature ad interasse di 20 cm, costituita da pioli Nielson $\phi 24$ mm saldati alla piattabanda superiore della trave, la situazione è rappresentata in figura:

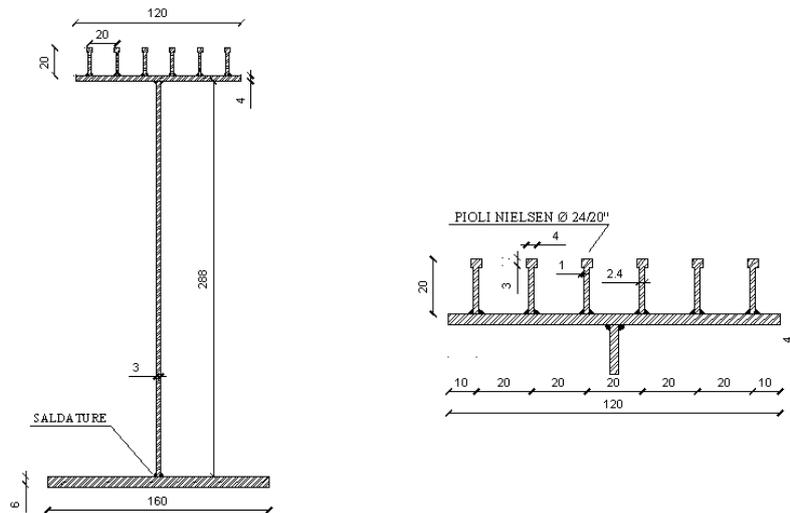


Figura 128: Sezione della trave principale

Una volta predimensionati gli elementi principali, inseriamo il tutto nel modello di calcolo che ci fornirà le sollecitazioni con cui andremo a verificare gli stessi elementi, andremo ad effettuare quindi tutte le verifiche a flessione, taglio della trave dovute alla combinazione di carico più sfavorevole e verificheremo che lo stato tensionale della trave risulta entro i limiti consentiti dall'attuale normativa. Le travi sono realizzate con acciaio strutturale del tipo S355J0, uno tra i più utilizzati come acciaio da costruzione, è utilizzato per la costruzione di strutture metalliche, gru edili, telai di macchinari, avente queste caratteristiche di resistenza meccanica:

		Laminato a caldo (ϕ del provino in mm)									
		≤ 3	$> 3 \leq 16$	$> 16 \leq 40$	$> 40 \leq 63$	$> 63 \leq 80$	$> 80 \leq 100$	$> 100 \leq 150$	$> 150 \leq 200$	$> 200 \leq 250$	$> 250 \leq 400$
Limite di Snervamento, Reh (MPa) min		355	355	345	335	325	315	295	285	275	-
Resistenza a Trazione Rm (MPa)	min	510	470	470	470	470	470	450	450	450	-
	max	680	630	630	630	630	630	600	600	600	-
Allungamento A (%) min		22	22	22	21	20	20	18	17	17	-
Resilienza Kv +0°C (J) min		27	27	27	27	27	27	27	27	27	27
Durezza HB	min	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 129: Tabella delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio S355J0

Italia (UNI)	Europa (EN)	Germania (DIN)	Francia (AFNOR)	Regno Unito (BS)	USA (AISI/SAE)
Fe510C	S355J0	St 52.3 U	E36-3	50 c	-

Figura 130: Tabella delle corrispondenze

C max			Mn	P	S	Si	Cu	N
< 16 mm	> 16 ≤ 40 mm	> 40 mm	max	max	max	max	max	max
0,20	0,20	0,22	1,60	0,030	0,030	0,55	0,55	0,012

Figura 131: Tabella delle caratteristiche chimiche dell'acciaio S355J0

Faremo riferimento alle seguenti condizioni per le verifiche:

➤ Carichi agenti sulla sola carpenteria metallica

Durante la fase di getto della soletta la sezione resistente è solamente quella delle travi metalliche, i carichi che ciascuna delle due travi devono sopportare sono:

- Peso proprio della struttura metallica;
- Peso del getto di calcestruzzo della soletta.

➤ Carichi agenti sulla sezione composta acciaio-calcestruzzo a breve termine (si considera il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo)

Per tenere in conto del fatto che il calcestruzzo non reagisce a trazione, sugli appoggi intermedi si considera una rigidità ridotta, eliminando una parte di soletta collaborante che è pari al 15% della lunghezza della campata. Quindi, in corrispondenza degli appoggi la sezione resistente sarà composta dalla trave in acciaio e dalle armature longitudinali presenti nella soletta.

Le azioni a breve termine sono:

- Variazione termica;
- Carichi mobili da traffico;
- Vento.

➤ Carichi agenti sulla sezione di calcestruzzo a lungo termine (modulo elastico del calcestruzzo dimezzato rispetto al valore di quello istantaneo)

La sezione resistente prevede la presenza della soletta anche in corrispondenza delle zone d'appoggio, le azioni a lungo termine sono:

- Ritiro termico della soletta;
- Carichi permanenti portati.

8.4.1 Calcolo della larghezza collaborante in soletta

Il calcolo delle travi longitudinali è stato ricondotto ad un calcolo di tipo monodimensionale, attraverso la valutazione della porzione di soletta collaborante con le travi.

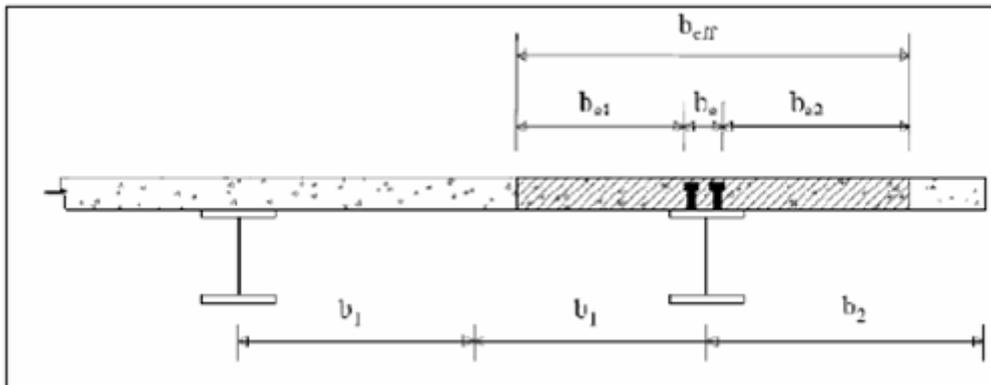


Figura 132: Valutazione della larghezza della soletta collaborante

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e b_{ei} è fornito dall'espressione riportata sotto:

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{b_i - b_0}{2}\right)$$

Nel caso in esame risulta:

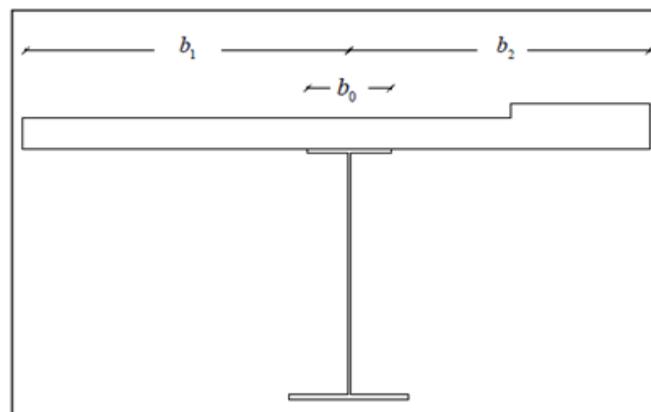


Figura 133: Valutazione di b_0 , b_1 e b_2

$$b_0 = 120 \text{ cm}; \quad b_1 = i/2 = 250 \text{ cm}; \quad b_2 = 250 \text{ cm}.$$

Per gli appoggi d'estremità la formula diviene:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \quad \text{Dove:} \quad \beta_i = \left(0,55 + 0,25 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) < 1$$

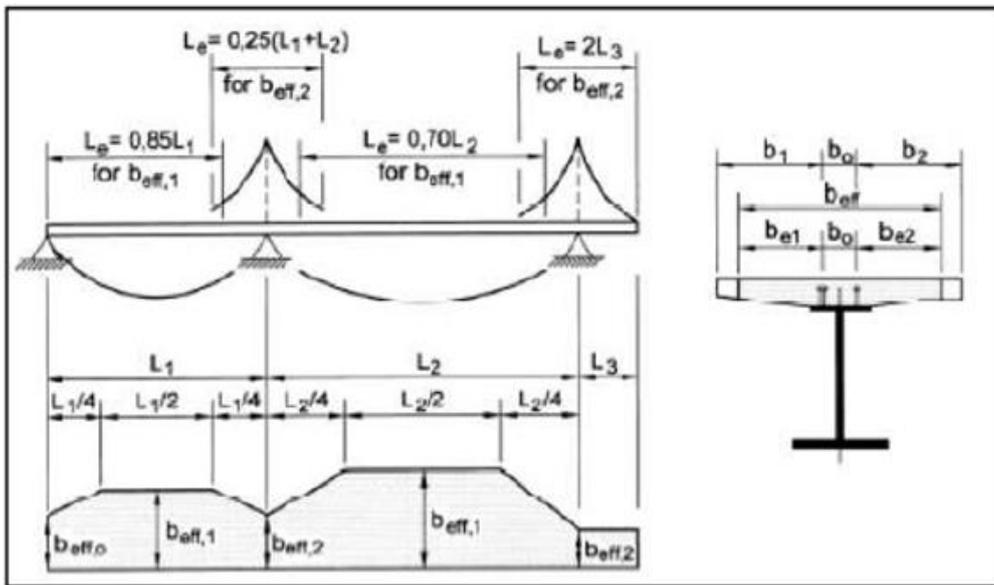


Figura 134: Valutazione della lunghezza L_e

8.4.2 Calcolo di L_e , b_{e1} e b_{e2}

Procediamo al calcolo di queste grandezze riferite al nostro schema strutturale, viene indicato di seguito lo schema del nostro ponte e vengono indicate le varie campate da prendere in conto per il calcolo di queste lunghezze, in figura abbiamo:

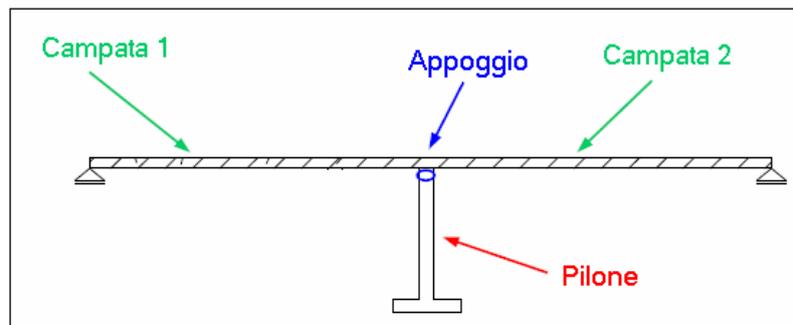


Figura 135: Vista schematica longitudinale del ponte

1) CAMPATA 1 $L = 125$ m:

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 = 0,85 \cdot 125 = 106,25 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min [106,25/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min [106,25/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

2) APPOGGIO

$$L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 0,25 \cdot (125 + 125) = 62,50 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min [62,50/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min [62,50/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

3) CAMPATA 2 L = 125 m:

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 = 0,85 \cdot 125 = 106,25 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min [106,25/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min [106,25/8 ; (2,50 - 1,20)/2] = 0,65 \text{ m}$$

In definitiva la larghezza di soletta collaborante con la trave in acciaio vale:

$$b_{eff} = 120 + 65 + 65 = 250 \text{ cm}$$

Calcolo dei coefficienti β_i per gli appoggi in corrispondenza delle spalle:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right)$$

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 \cdot 106,25/0,65) = 4,63$$

$$\beta_2 = (0,55 + 0,025 \cdot 106,25/0,65) = 4,63$$

Per spessori compresi tra i 40 e 60 mm come nel nostro caso, i valori caratteristici sono:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa (limite di snervamento caratteristico); } f_u = 470 \text{ MPa (limite ultimo di rottura);}$$

8.4.3 Sollecitazioni della trave principale

Le caratteristiche geometriche della sezione in acciaio utilizzata sono calcolate dal programma di calcolo stesso:

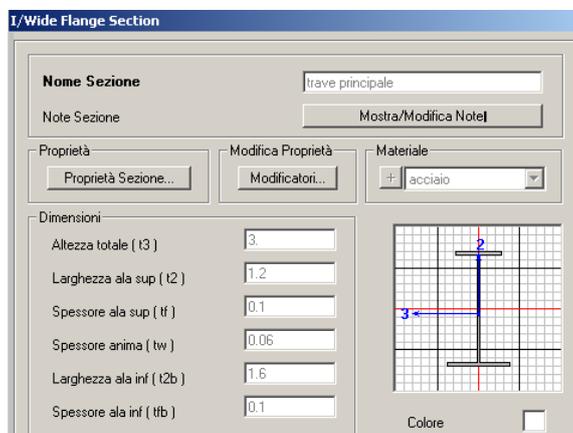


Figura 136: Caratteristiche dimensionali trave principale

Dati Proprietà			
Nome Sezione		trave principale	
Proprietà			
Area Sezione (Assiale)	0.448	Modulo Resistenza asse 3	0.4242
Costante di Torsione	1.090E-03	Modulo Resistenza asse 2	0.0607
Momento Inerzia asse 3	0.6912	Modulo Plastico asse 3	0.5169
Momento Inerzia asse 2	0.0486	Modulo Plastico asse 2	0.1025
Area Taglio in direzione 2	0.18	Raggio d'Inerzia asse 3	1.2421
Area Taglio in direzione 3	0.2333	Raggio d'Inerzia asse 2	0.3293

Figura 137: Proprietà geometriche della trave principale

Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive dei risultati ottenuti per le verifiche. Le sollecitazioni massime di involuppo agli SLU + SLE sono state ricavate dal programma di calcolo SAP2000, si riportano quelle relative alla trave principale sinistra che è quella per cui è stato condotto lo studio delle linee d'influenza per massimizzare le sollecitazioni:

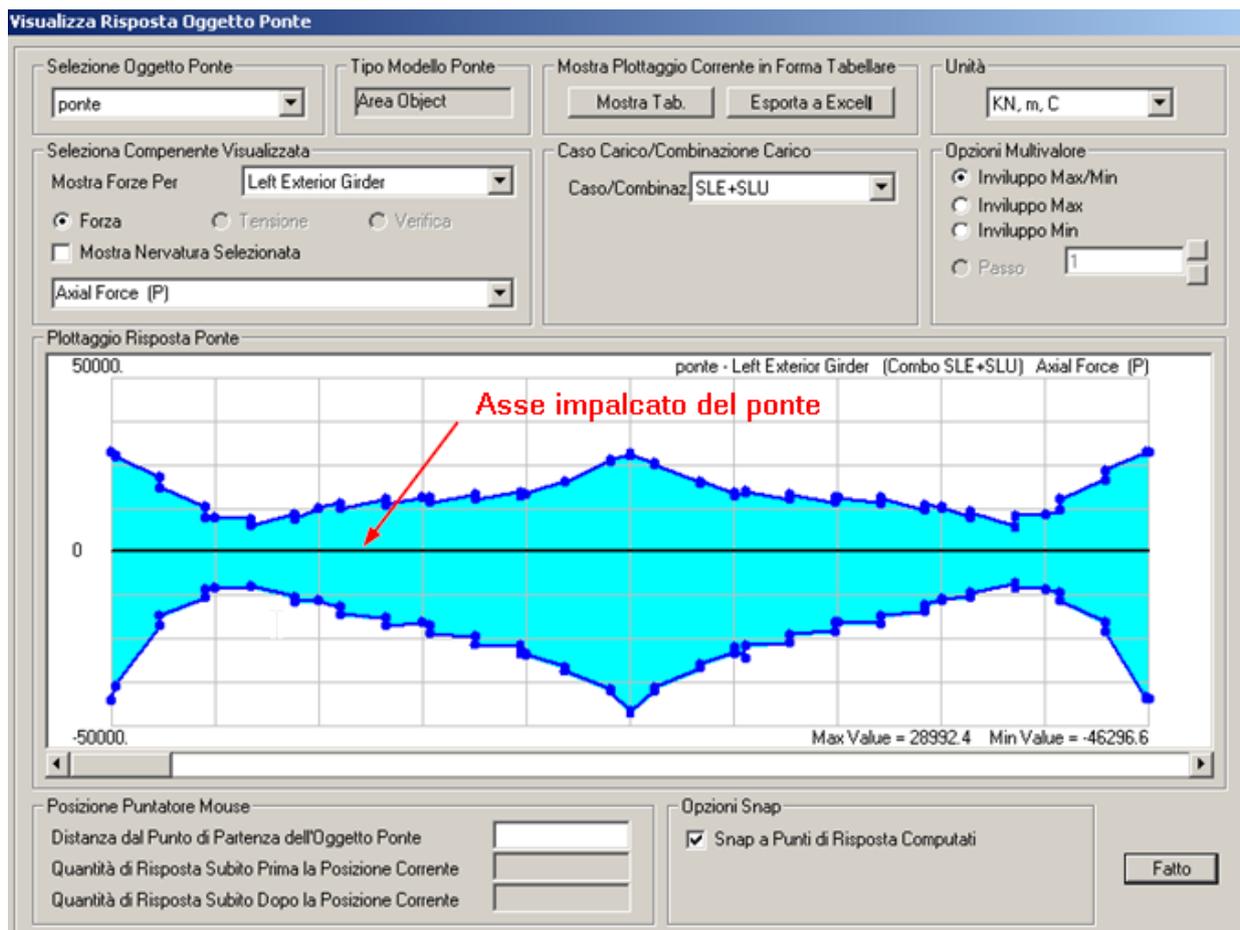


Figura 138: Diagramma di sollecitazione dello sforzo normale della travata

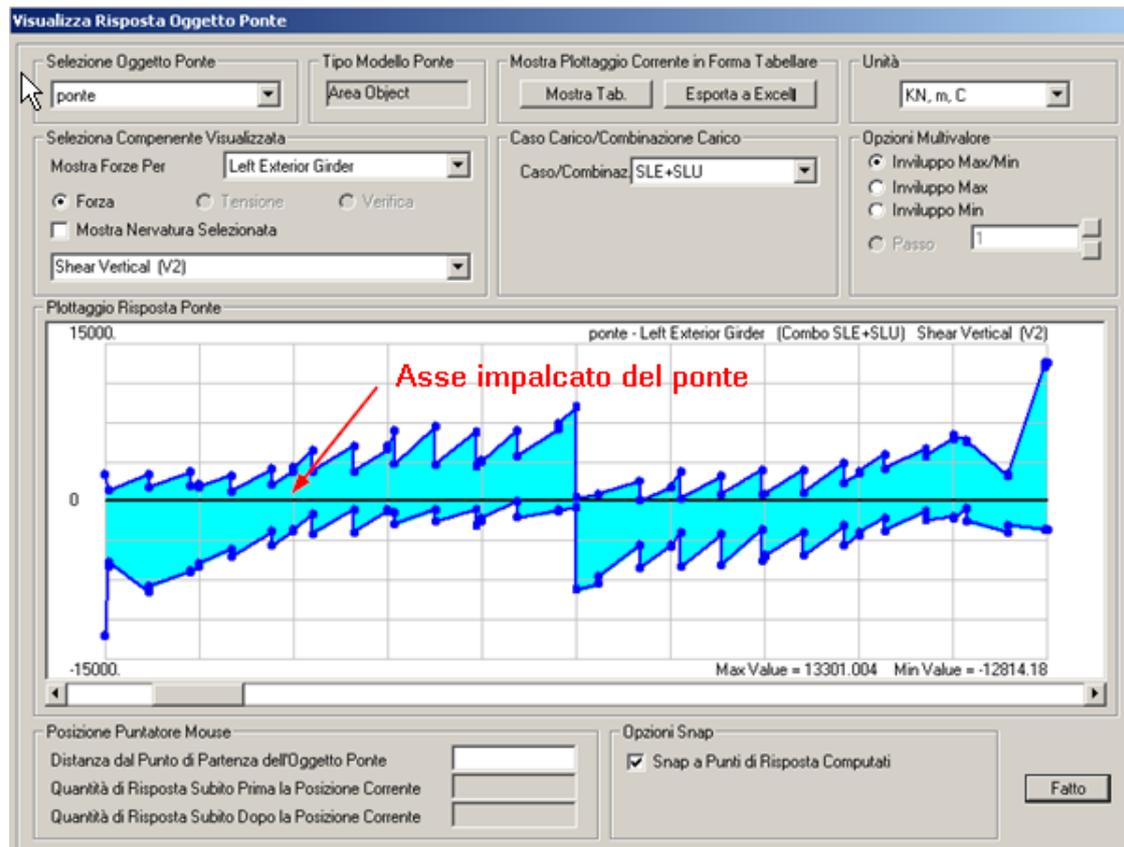


Figura 139: Diagramma di sollecitazione del taglio lungo la direzione trasversale della travata

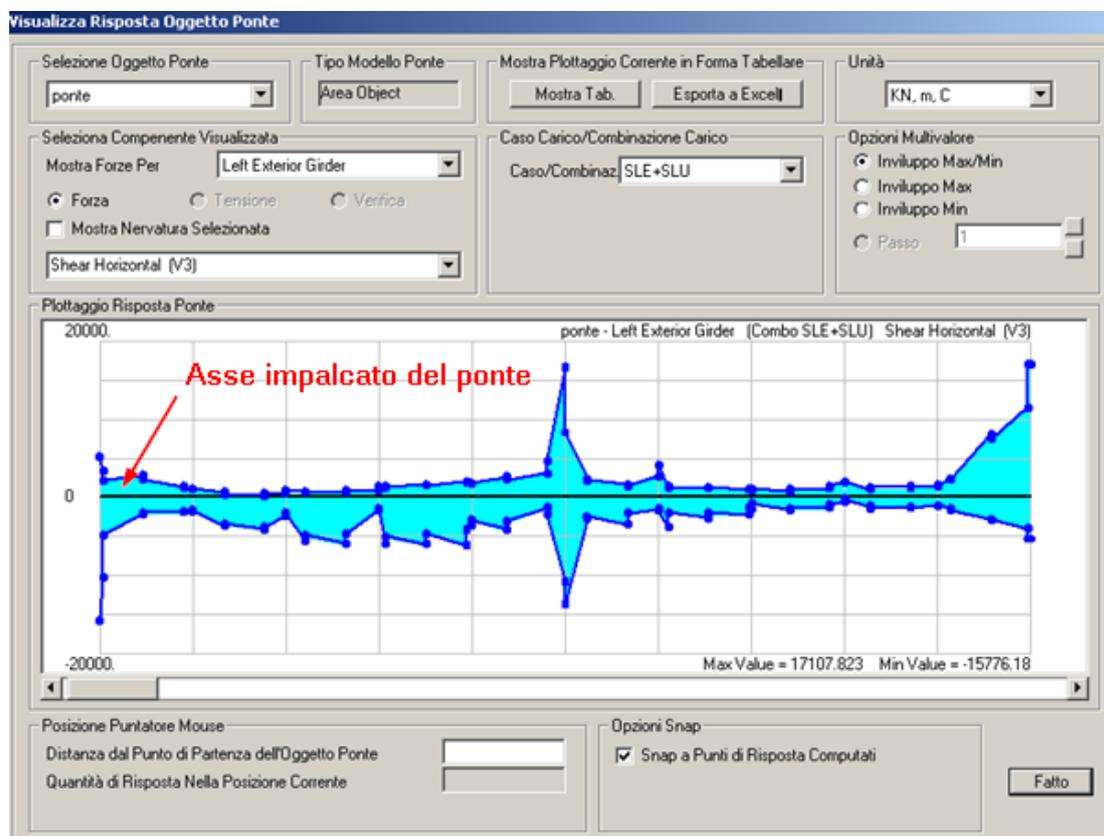


Figura 140: Diagramma di sollecitazione del taglio lungo la direzione verticale della travata

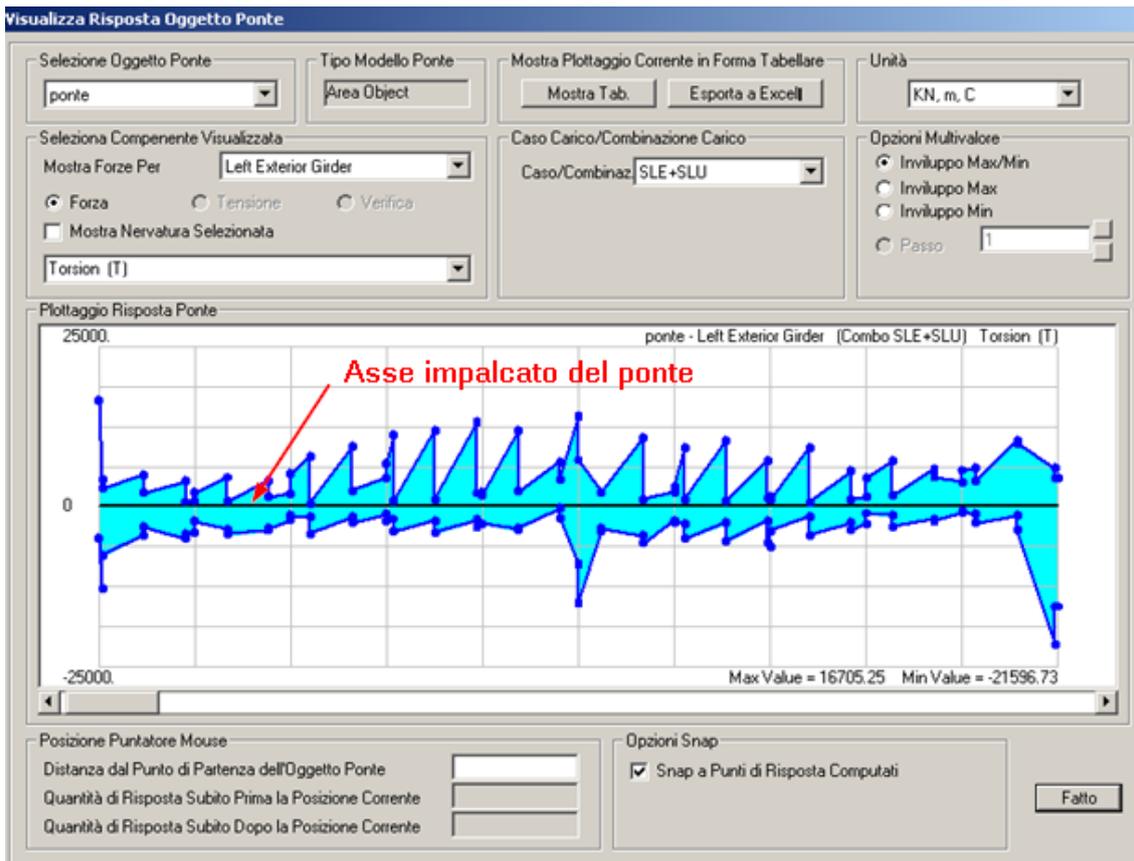


Figura 141: Diagramma di sollecitazione della torsione della travata

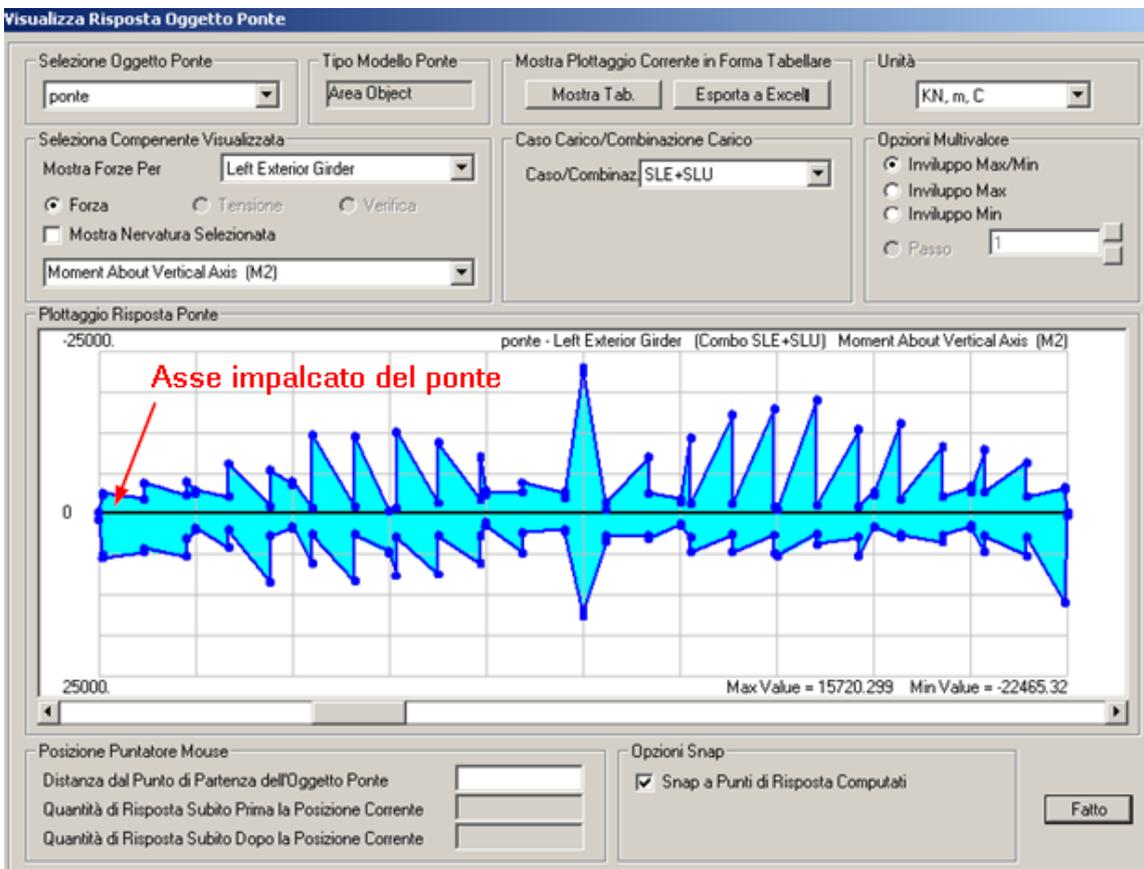


Figura 142: Diagramma di sollecitazione del momento attorno l'asse Z della travata

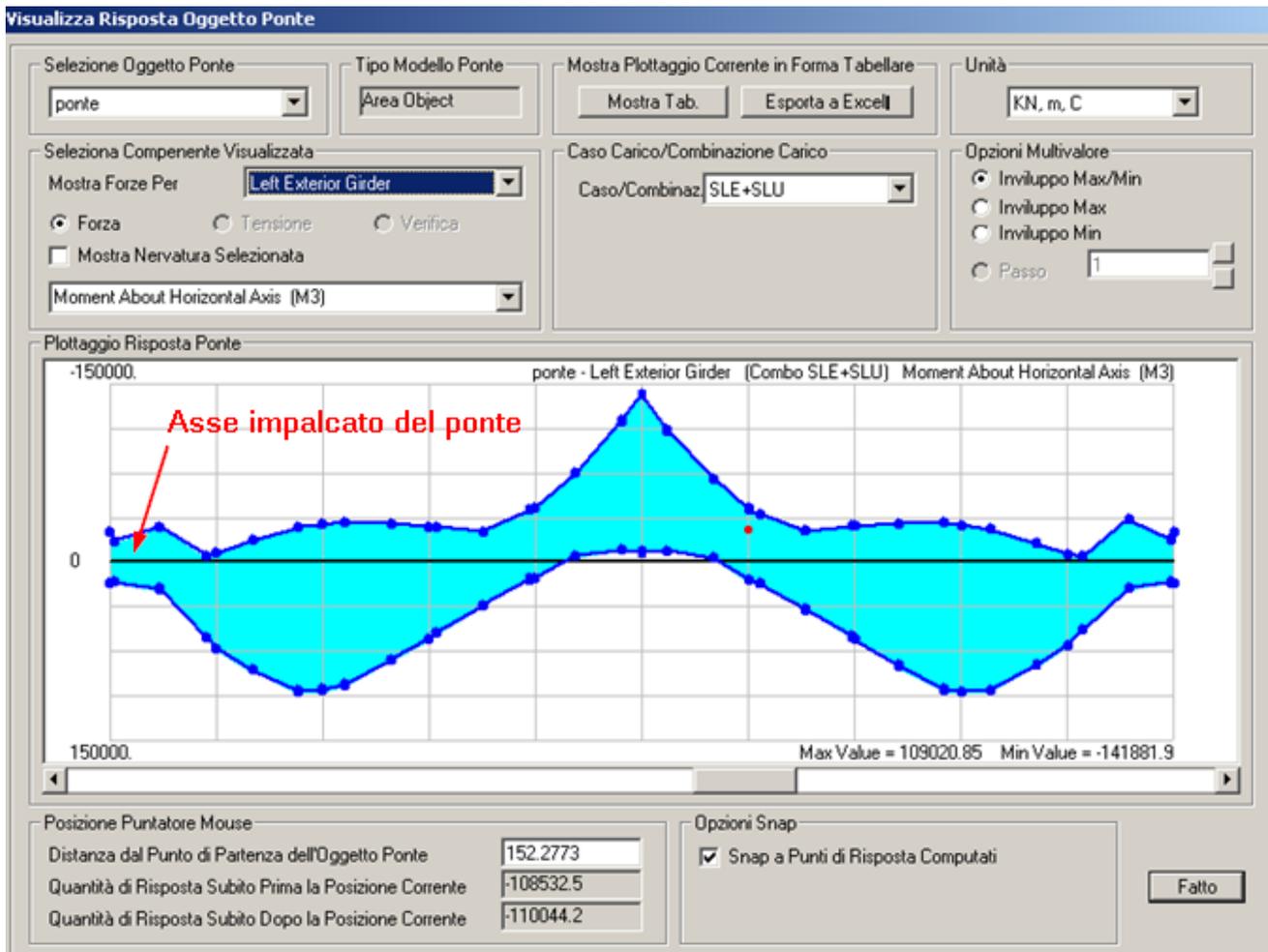


Figura 143: Diagramma di sollecitazione del momento attorno l'asse Y della travata

Di seguito vengono riportate delle tabelle che riportano il riassunto delle sollecitazioni per ognuna delle cinque sezioni che si tengono in considerazione. Ogni tensione σ_i è stata ottenuta con la formula di Navier:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

Le tensioni σ_i in corrispondenza delle fibre della soletta per le sezioni A-A, C-C, E-E sono state calcolate con:

$$\sigma = \left(\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{1}{n}$$

Si assume che il taglio V venga assorbito dalla sola anima della trave, quindi il calcolo delle tensioni tangenziali τ_i avviene attraverso la seguente formulazione semplificata:

$$\tau = \frac{V}{A}$$

Dove con A si indica l'area della sola anima della trave in acciaio. È stato applicato il criterio di Von Mises per il calcolo della tensione risultante, attraverso la formula:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

La verifica allo stato limite ultimo viene fatta verificando che l'acciaio della trave principale, sollecitato con le azioni amplificate con i coefficienti dello SLU, sia ancora in campo elastico. Deve verificarsi che:

$$\sigma_{acciaio} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ MPa}$$

Per effettuare la verifica prendiamo in riferimento cinque sezioni dell'impalcato che sono rappresentate in figura:

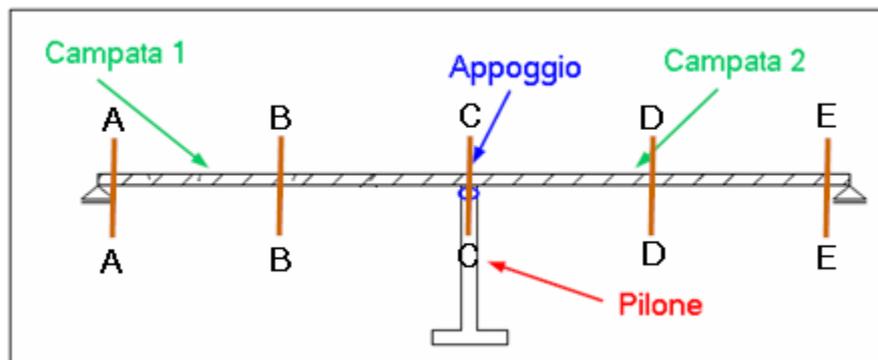


Figura 144: Sezioni prese in riferimento per la verifica

Le sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni A,B,C,D,E sopra definite valgono:

SEZIONE A – A (spalla 1):

$$N_{\max} = 28992,40 \text{ KN}; N_{\min} = - 46296,60 \text{ KN}; T_{\max} = 5220 \text{ KN}; T_{\min} = - 15776 \text{ KN};$$

$$M_{\max} = 35683 \text{ KN}\cdot\text{m}; M_{\min} = - 31414 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

SEZIONE B – B (62,50 m):

$$N_{\max} = 15620 \text{ KN}; N_{\min} = - 17631 \text{ KN}; T_{\max} = 1800 \text{ KN}; T_{\min} = - 6213 \text{ KN};$$

$$M_{\max} = 109020 \text{ KN}\cdot\text{m}; M_{\min} = - 40160 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

SEZIONE C – C (125,00 m):

$$N_{\max} = 28990 \text{ KN}; N_{\min} = - 48350 \text{ KN}; T_{\max} = 17107,20 \text{ KN}; T_{\min} = - 14681 \text{ KN};$$

$$M_{\max} = - 10606 \text{ KN}\cdot\text{m}; M_{\min} = - 141882 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

SEZIONE D – D (187,50 m):

$$N_{\max} = 15521 \text{ KN}; N_{\min} = - 16966 \text{ KN}; T_{\max} = 2110 \text{ KN}; T_{\min} = - 3220 \text{ KN};$$

$$M_{\max} = - 109020,85 \text{ KN}\cdot\text{m}; M_{\min} = - 38688 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

SEZIONE E – E (spalla 2):

$$N_{\max} = 28911 \text{ KN}; N_{\min} = - 45320 \text{ KN}; T_{\max} = 17101 \text{ KN}; T_{\min} = - 4890 \text{ KN};$$

$$M_{\max} = 31433 \text{ KN}\cdot\text{m}; M_{\min} = - 18971 \text{ KN}\cdot\text{m};$$

Procediamo con le verifiche tensionali della sola trave metallica:

$$\sigma_{A-A} = 28992,40 / 0,448 + 35683 / 0,4242 = 64715,20 + 84118,34 = 148833 \text{ KN/m}^2 = 148,83 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{B-B} = 17631 / 0,448 + 109020 / 0,4242 = 39355 + 257001 = 296356 \text{ KN/m}^2 = 296,35 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{C-C} = 48350 / 0,448 + 141882 / 0,4242 = 107924 + 224469 = 332393 \text{ KN/m}^2 = 332,40 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{D-D} = 16966 / 0,448 + 109020,85 / 0,4242 = 37870 + 257001 = 294871 \text{ KN/m}^2 = 294,87 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{E-E} = 45320 / 0,448 + 18971 / 0,4242 = 101160 + 44722 = 145882 \text{ KN/m}^2 = 142,88 \text{ MPa};$$

$$\tau_{A-A} = 15776 / 0,087 = 181334 \text{ KN/m}^2 = 181,33 \text{ MPa};$$

$$\tau_{B-B} = 6213 / 0,087 = 71414 \text{ KN/m}^2 = 71,41 \text{ MPa};$$

$$\tau_{C-C} = 17107,20 / 0,087 = 196632 \text{ KN/m}^2 = 196,63 \text{ MPa};$$

$$\tau_{D-D} = 3220 / 0,087 = 37011 \text{ KN/m}^2 = 37,01 \text{ MPa};$$

$$\tau_{E-E} = 17101 / 0,087 = 196563 \text{ KN/m}^2 = 196,56 \text{ MPa};$$

Applicando il criterio di Von Mises ci calcoliamo la tensione ideale che andrà poi confrontata con la tensione di snervamento caratteristica per effettuare la verifica:

$$\sigma_{A-A} \text{ (ideale)} = 245,56 \text{ MPa} < \sigma_{\text{acciaio}} = 338 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{B-B} \text{ (ideale)} = 331,43 \text{ MPa} < \sigma_{\text{acciaio}} = 338 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{C-C} \text{ (ideale)} = 329,12 \text{ MPa} < \sigma_{\text{acciaio}} = 338 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{D-D} \text{ (ideale)} = 336,55 \text{ MPa} < \sigma_{\text{acciaio}} = 338 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{E-E} \text{ (ideale)} = 334,77 \text{ MPa} < \sigma_{\text{acciaio}} = 338 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta}.$$

Procediamo con le verifiche tensionali della trave metallica + soletta di calcestruzzo:

$$\sigma_{A-A} = 16057,1 / 1,08 + 11135,27 / 0,466 = 14867,68 + 23895,43 = 38763 \text{ KN/m}^2 = 38,76 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{A-A} \text{ (calcestruzzo)} = 38,76 / n = 38,76 / 15 = 2,58 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{B-B} = 30063,3 / 1,08 + 9229,05 / 0,466 = 27836,4 + 19804,82 = 47641 \text{ KN/m}^2 = 47,64 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{C-C} = 28632,1 / 1,08 + 7213,61 / 0,466 = 26511,2 + 15479,85 = 41991 \text{ KN/m}^2 = 41,99 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{C-C} (\text{calcestruzzo}) = 41,99 / n = 41,99/15 = 2,80 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{D-D} = 35666/1,08 + 6136,49/0,466 = 33024,07 + 13168,43 = 46192 \text{ KN/m}^2 = 46,19 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{E-E} = 27751,5/1,08 + 9178,4/0,466 = 25695,83 + 19696,13 = 45391 \text{ KN/m}^2 = 45,39 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{E-E} (\text{calcestruzzo}) = 45,39 / n = 45,39/15 = 3,02 \text{ MPa};$$

Verifichiamo le tensioni del calcestruzzo:

$$\sigma_{A-A} (\text{calcestruzzo}) = 2,58 \text{ MPa} < f_{cd} = 18,7 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{C-C} (\text{calcestruzzo}) = 2,80 \text{ MPa} < f_{cd} = 18,7 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta};$$

$$\sigma_{E-E} (\text{calcestruzzo}) = 3,02 \text{ MPa} < f_{cd} = 18,7 \text{ MPa} \text{ la verifica è soddisfatta}.$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte.

8.4.4 Verifica e dimensionamento delle piolature

Come sistema di connessione, si sono scelti pioli di tipo Nelson resistenti a taglio, saldati alla piattabanda superiore della trave principale (larghezza 1200 mm) ed annegati nella soletta in calcestruzzo (altezza della soletta pari a 300 mm). Il dimensionamento dei connettori è stato eseguito in riferimento alle prescrizioni indicate dalla normativa; avendo deciso di procedere tramite la teoria elastica, in fase di predimensionamento è stato possibile adottare una distribuzione dei pioli compatibile con l'andamento della forza longitudinale di scorrimento. Nella tabella si riassumono i valori dei tagli nelle varie sezioni di interesse. I connettori a taglio assorbono le sollecitazioni a maturazione del getto della soletta avvenuta, pertanto non verranno considerati i contributi legati al peso della carpenteria metallica e della soletta in calcestruzzo.

	combinazione allo SLU				
	sez. A-A	sez. B-B	sez. C-C	sez. D-D	sez. E-E
ritiro termico soletta	-109,2	125,64	16,44	16,44	0
pesi propri portati	35,7	196,05	0	217,65	0
vento	9	40,68	0	56,34	0
carichi mobili	1890	3577,5	1256,85	3874,5	1215
variazione termica	120,4	143,5	17,43	18,69	0
totale [kN]	1945,9	4083,37	1290,72	4183,62	1215

Figura 145: Tagli agenti nella sezione di interesse

Per il dimensionamento si fa riferimento alla sezione D-D che risulta quella più sollecitata. Le caratteristiche meccaniche dei pioli sono:

$$450 \text{ MPa} \leq f_u \leq 500 \text{ MPa}$$

Lo sforzo di scorrimento q che agisce nella sezione vale:

$$q = \frac{T \cdot S}{J}$$

Dove:

- T è il taglio sollecitante;
- S è il momento statico della sezione calcolato in corrispondenza della piattabanda superiore della trave in acciaio;
- J il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata.

$$S = \frac{A_c \cdot (y_{soletta} - y_{traveo\ omogeneizzati})}{n}$$

$S = 1,016 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$; $J = 4,08 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$; $E_{c,\infty} = 16673 \text{ MPa}$;

$q = 1041,8 \text{ N/mm}$;

Si mettono 6 pioli su ogni sezione, lo scorrimento su ogni piolo vale:

$$Q = \frac{q \cdot i}{n}$$

$Q = 59,9 \text{ KN}$; invertendo la 4.3.7 della NTC si calcola l'area minima di ogni singolo piolo:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot A_{piolo}}{\gamma_v} \Rightarrow A_{piolo} = \frac{P_{Rd} \cdot \gamma_v}{0,8 \cdot f_u}$$

$A_{piolo} = 59900 \cdot 1,25 / (0,8 \cdot 450) = 208 \text{ mm}^2$;

$$A_{piolo, \min} = \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \Rightarrow \phi_{\min} = \sqrt{\frac{A_{piolo, \min} \cdot 4}{\pi}}$$

$\phi_{\min} = 16,3 \text{ mm}$; Si decide di usare quattro pioli Nelson $\phi 24$ con interasse trasversale di 200 mm, l'interasse longitudinale è anch'esso 200 mm.

Limitazioni normative per poter considerare i pioli duttili:

1. $H > 4 \phi \rightarrow h \geq 4 \cdot 24 = 96 \text{ mm} \rightarrow$ I pioli adottati hanno altezza pari a 250 mm;
2. $16 \text{ mm} \leq \phi_{piolo} \leq 25 \text{ mm}$;
3. Grado di connessione $\eta = 1$;
4. Spaziatura massima longitudinale $S_{\max} = 22 \cdot t_f \cdot (235/f_{yk})^{1/2} \leq 800 \text{ mm}$, con t_f spessore della piattabanda superiore del profilo, f_{yk} tensione di snervamento della piattabanda del profilo;

5. Spaziatura minima trasversale $S_{\min} \geq 2,5 \cdot \phi_{\text{piolo}}$;
6. La testa del piolo deve avere diametro pari almeno $1,5 \cdot \phi_{\text{piolo}} = 36 \text{ mm}$, il diametro del piolo non deve eccedere 1,5 volte lo spessore del piatto cui è saldato.

$s_{\max} = 716 \text{ mm}$; $s_{\min} > 60 \text{ mm}$; $\phi < 1,5 \cdot 40 = 60 \text{ mm}$. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

8.4.4.1 Verifica dei pioli allo SLU

La resistenza al taglio di progetto di un piolo munito di testa e saldato in modo automatico è determinata in base al minore tra i due valori $P_{Rd,1}$ rappresentativi, rispettivamente, di una rottura duttile della connessione (lato piolo) e di una rottura fragile (lato calcestruzzo).

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right)}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 450 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 24^2}{4} \right)}{1,25 \cdot 10^3} = 130,22 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,1} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 24^2 \cdot \sqrt{32 \cdot 16673}}{1,25 \cdot 10^3} = 97,6 \text{ kN}, \text{ essendo } \alpha = 1,0 \text{ per}$$

$$\frac{h_{sc}}{\phi} > 4 \Rightarrow \frac{250}{24} = 10,4$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) > Q = 97,6 \text{ kN} > 59,9 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

8.4.5 Dimensionamento e verifica dei collegamenti

Il giunto di collegamento si trova a 9,00 m dalla sezione B-B, la schematizzazione del problema è riportata in figura; a favore di sicurezza si considerano le tensioni ricavate allo SLU:

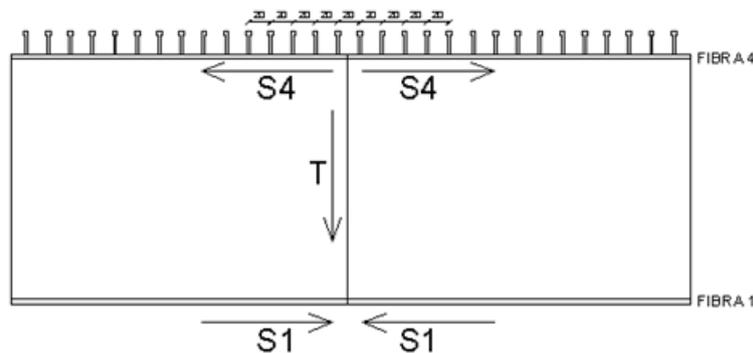


Figura 146: Schematizzazione di calcolo del giunto più sollecitato

Si riportano le tensioni della sezione B-B calcolate per lo SLU:

- Tensione alla fibra 1: $s_1 = -162,61 \text{ MPa}$;
- Tensione alla fibra 4: $s_4 = +238,98 \text{ MPa}$;
- Tensione tangenziale media sull'anima: $\tau = 115,62 \text{ MPa}$;

1) Piattabanda inferiore

Si considera in maniera cautelativa che, sulla piattabanda inferiore (fibra 1), la tensione sia costante sui 6 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_1 = -162,61 \cdot 1600 \cdot 60 = -15610 \text{ KN};$$

Si ipotizza di utilizzare 100 M27 classe di resistenza 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 200 sezioni resistenti in totale. La disposizione dei bulloni è quella riportata in figura:

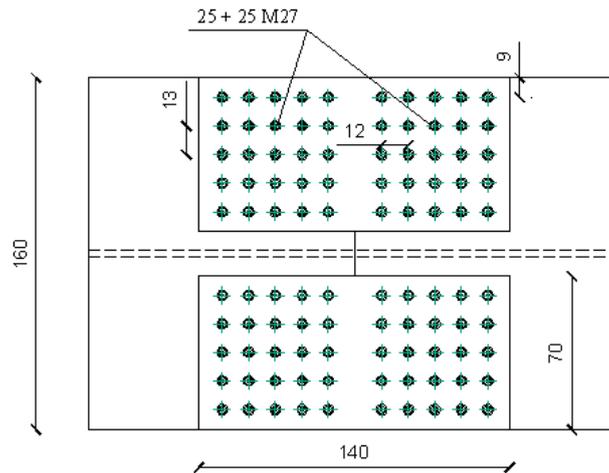


Figura 147: Bullonatura della piattabanda superiore

Lo sforzo tagliante di progetto su ciascun bullone è:

$$V_{Sd} = 15610/200 \sim 78,10 \text{ KN};$$

8.4.5.1 Verifica a taglio dei bulloni sulla piattabanda inferiore

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$f_{tb} = 1000 \text{ MPa}; A_{res} = 459 \text{ mm}^2; \gamma_{M2} = 1,25;$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 459/1,25 = 183,6 \text{ KN};$$

Quindi $F_{v,Rd} = 183,6 \text{ KN} > V_{Sd} = 78,10 \text{ KN}$ la verifica del bullone è soddisfatta.

8.4.5.2 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (piattabanda inferiore)

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 60 mm, poiché sono state accostate sia dal lato interno che esterno della piattabanda due piatti di spessore 30 mm.

diam. bullone [mm]	e_{1min} [mm]	e_{1max} [mm]	e_{2min} [mm]	e_{2max} [mm]	p_{1min} [mm]	p_{1max} [mm]	p_{2min} [mm]	p_{2max} [mm]
27	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	p_2 [mm]
70	90	120	130

Figura 148: Interasse tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 27 \cdot 30 / 1,25 = 245 \text{ KN};$$

Quindi $V_{sd} = 78,10 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 245 \text{ KN}$ la verifica a rifollamento del piatto risulta soddisfatta.

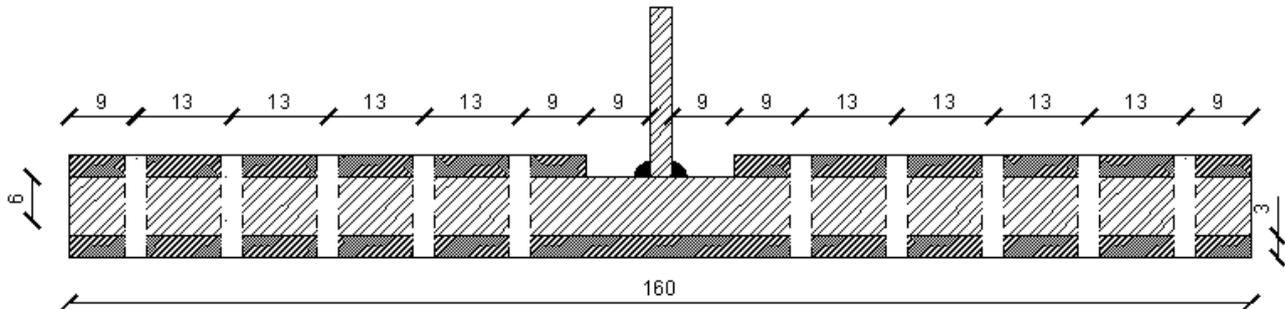


Figura 149: Disposizione dei bulloni nella piattabanda inferiore

2) Piattabanda superiore

Si considera in maniera cautelativa che sull'ala superiore (fibra 4) la tensione sia costante sui 4 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_1 = 239,98 \cdot 1200 \cdot 40 = 11519 \text{ KN};$$

Si ipotizza di utilizzare 64 M27 classe di resistenza 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 128 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante di progetto su ciascun bullone è:

$$V_{sd} = 11519 / 128 \sim 90 \text{ KN};$$

La disposizione dei bulloni è quella riportata in figura:

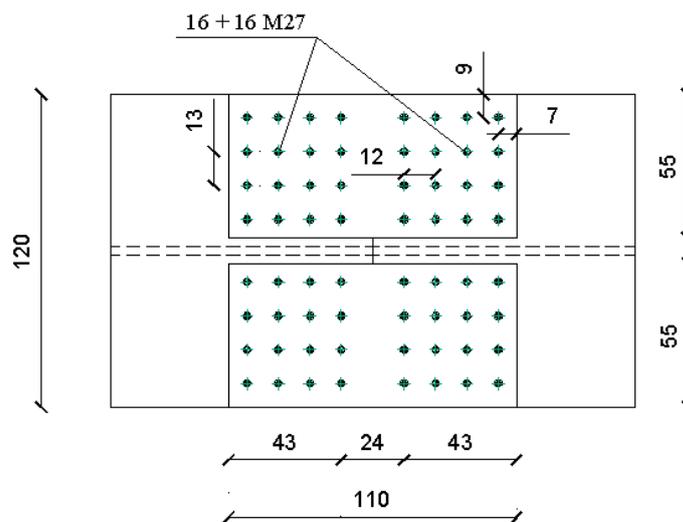


Figura 150: Bullonatura della piattabanda superiore

8.4.5.3 Verifica a taglio dei bulloni sulla piattabanda superiore

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$f_{tb} = 1000 \text{ MPa}$; $A_{res} = 459 \text{ mm}^2$; $\gamma_{M2} = 1,25$;

$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 459/1,25 = 183,6 \text{ KN}$;

Quindi $F_{v,Rd} = 183,6 \text{ KN} > V_{Sd} = 90 \text{ KN}$ la verifica del bullone è soddisfatta.

8.4.5.4 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (piattabanda superiore)

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 48 mm, poiché sono stati accoppiati due piatti da 24 mm di spessore ciascuno.

diam. bullone [mm]	e_{1min} [mm]	e_{1max} [mm]	e_{2min} [mm]	e_{2max} [mm]	p_{1min} [mm]	p_{1max} [mm]	p_{2min} [mm]	p_{2max} [mm]
27	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	P_2 [mm]
70	80	120	180

Figura 151: Interasse tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 27 \cdot 24/1,25 = 196 \text{ KN}$;

Quindi $V_{Sd} = 90 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 196 \text{ KN}$ la verifica a rifollamento del piatto risulta soddisfatta.

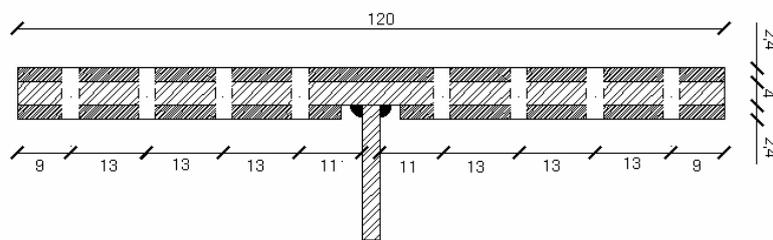


Figura 152: Disposizione dei bulloni nella piattabanda superiore

3) Anima

Si considera in maniera cautelativa che sull'anima la tensione sia costante sui 3 cm di spessore, quindi lo sforzo di taglio T vale:

$T = 115,62 \cdot 30 \cdot 2900 = 10060 \text{ KN}$;

Si ipotizza di utilizzare 68 M24 classe di resistenza 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 132 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante di progetto su ciascun bullone è:

$$V_{sd} = 10060/132 \sim 76,20 \text{ KN};$$

La disposizione dei bulloni è quella riportata in figura:

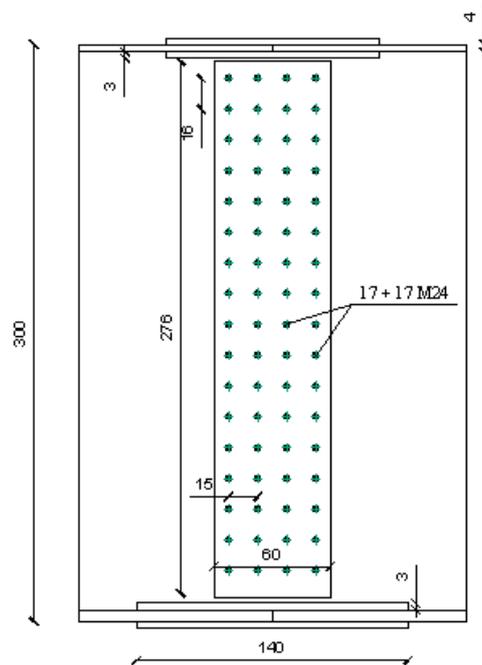


Figura 153: Disposizione dei bulloni nell'anima della trave

8.4.5.5 Verifica a taglio dei bulloni d'anima

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$f_{tb} = 1000 \text{ MPa}; A_{res} = 353 \text{ mm}^2; \gamma_{M2} = 1,25;$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 353/1,25 = 141,2 \text{ KN};$$

Quindi $F_{v,Rd} = 141,2 \text{ KN} > V_{sd} = 76,20 \text{ KN}$ la verifica del bullone è soddisfatta.

8.4.5.6 Verifica a rifollamento sui piatti d'unione (anima)

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 48 mm, poiché sono stati accoppiati due piatti da 24 mm di spessore ciascuno.

diam. bullone [mm]	e_{1min} [mm]	e_{1max} [mm]	e_{2min} [mm]	e_{2max} [mm]	p_{1min} [mm]	p_{1max} [mm]	p_{2min} [mm]	p_{2max} [mm]
27	30,6	104	30,6	104	56,1	200	71,4	200

e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	P_2 [mm]
80	70	150	110

Figura 154: Interasse tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 24 \cdot 24/1,25 = 174,2 \text{ KN};$$

Quindi $V_{sd} = 76,20 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 174,2 \text{ KN}$ la verifica a rifollamento del piatto risulta soddisfatta.

Per semplicità di presentazione si è effettuato il calcolo del giunto maggiormente sollecitato, anche se in tutta la travata sono presenti molti giunti. A vantaggio di sicurezza tutti gli altri giunti saranno realizzati con queste stesse dimensioni viste nelle figure precedenti.

8.4.5.7 Verifica della saldatura di collegamento impalcato – strallo

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone:

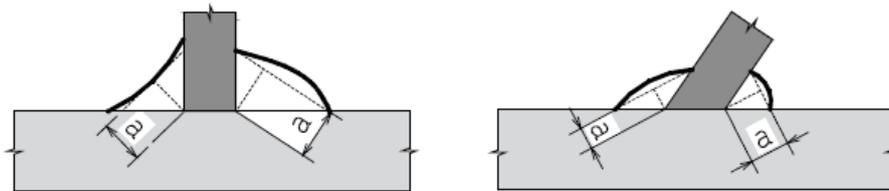


Figura 155: Altezze della sezione di gola nei diversi casi

La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella sotto. E' possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme. Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata.

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola. Nel seguito si indicano con σ_{\perp} la tensione normale e con τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con σ_{\parallel} la tensione normale e con τ_{\parallel} la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale σ_{\parallel} non influenza la resistenza del cordone. Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

Dove:

f_{tk} è la resistenza di rottura del più debole degli elementi collegati;

$\beta = 0,80$ per acciaio S235, $0,85$ per acciaio S275, $0,90$ per acciaio S355, $1,00$ per acciaio S420 e S460. In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato:

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$$

dove $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza;

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con n_{\perp} e con t_{\perp} la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone. La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 sono dati, in funzione del grado di acciaio, in tabella sottostante:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Figura 156: Tabella dei coefficienti β_i in funzione della classe di acciaio

Nel nostro caso abbiamo da verificare delle saldature poste in direzione parallela allo sforzo, prodotto dal tiro degli stralli, che quindi tendono a mandare in trazione la saldatura. Calcoliamo le grandezze che ci servono per effettuare la verifica dell'attacco saldato:

$F_{Sd} = 8546$ KN (reazione massima di tiro degli stralli);

$f_{tk} = 510$ N/mm²; $\beta = 0,90$ per acciaio S355; $\gamma_{M2} = 1,35$; $a = 15$ mm; $L = 1500$ mm.

$$\tau_{\parallel} = F / (4 \cdot L \cdot a) = 8546 \cdot 10^3 / (4 \cdot 1500 \cdot 15) = 94,96$$
 N/mm²;

La formula di verifica avendo solo il contributo parallelo di tensione diventa:

$$(3 \cdot \tau_{\parallel})^{0,5} \leq f_{tk} / \beta \cdot \gamma_{M2} \text{ ovvero } 164,47 < 419,75 \text{ la verifica risulta dunque soddisfatta.}$$

In alternativa ci calcoliamo:

$$F_{vw,d} = 15 \cdot 510 / (3^{0,5} \cdot 0,9 \cdot 1,35) = 7650 / 2,10 = 3635,10$$
 N/mm;

$$F_w = 4 \cdot F_{vw,d} \cdot L_w = 4 \cdot 3635,10 \cdot 1500 = 21810,60$$
 KN.

In definitiva $F_w > F_{vw,d}$ la verifica della saldatura è dunque soddisfatta.

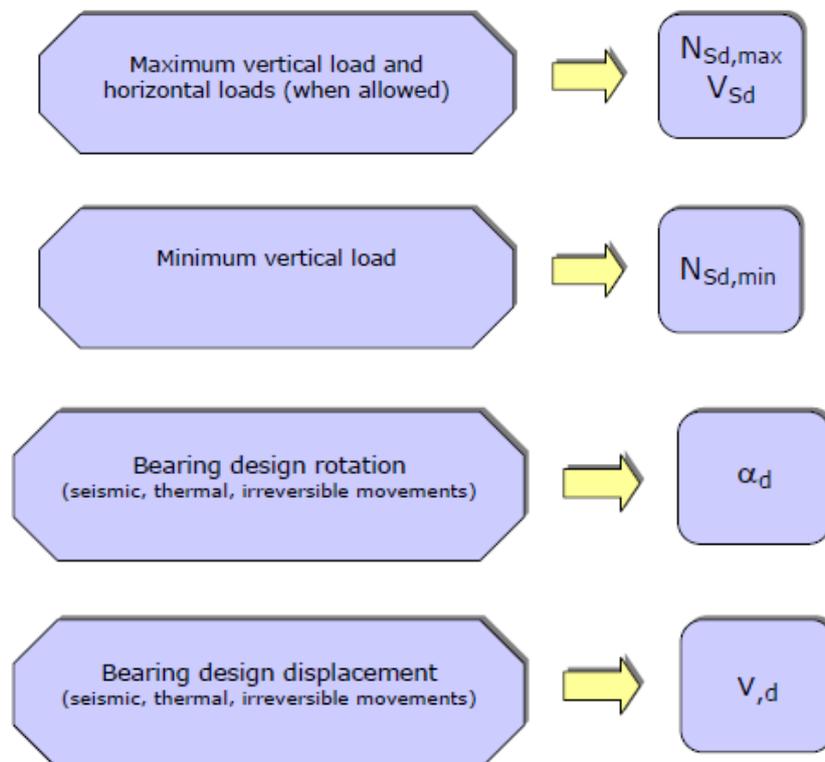
8.5 Dispositivi di vincolo scelti

Una volta modellata la struttura agli elementi finiti col programma di calcolo Sap2000 v.14, si ottengono le tabelle delle reazioni vincolari alle basi dove sistemere i dispositivi di vincolo, si riportano le tabelle delle reazioni di base relative alla modellazione del ponte:

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	
175	SLE+SLU	Combination	Max	0	7200.00	42575.626	N.1
175	SLE+SLU	Combination	Min	0	-6309.3	-28849.633	Unidirez.
176	SLE+SLU	Combination	Max	0	0	74296.803	N.2
176	SLE+SLU	Combination	Min	0	0	-51717.932	Multidirez.
177	SLE+SLU	Combination	Max	0	0	14702.879	N.3
177	SLE+SLU	Combination	Min	0	0	-45681.397	Multidirez.
178	SLE+SLU	Combination	Max	0	0	37268.47	N.4
178	SLE+SLU	Combination	Min	0	0	-27523.806	Multidirez.

Figura 157: Reazioni vincolari della spalla nord

Il procedimento per la scelta dei vincoli da inserire è rappresentato nella figura sotto in forma schematica:



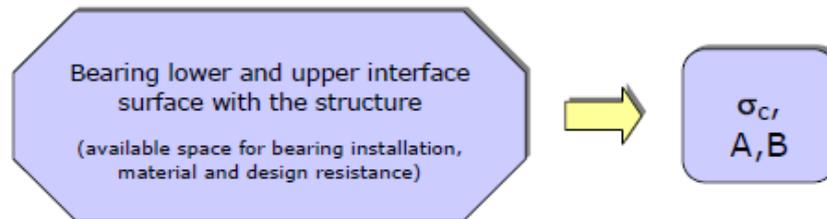


Figura 158: Procedimento per la scelta del tipo di vincolo

Riportiamo sotto il catalogo dei vincoli scelti con le loro caratteristiche meccaniche:

1. Unidirezionale

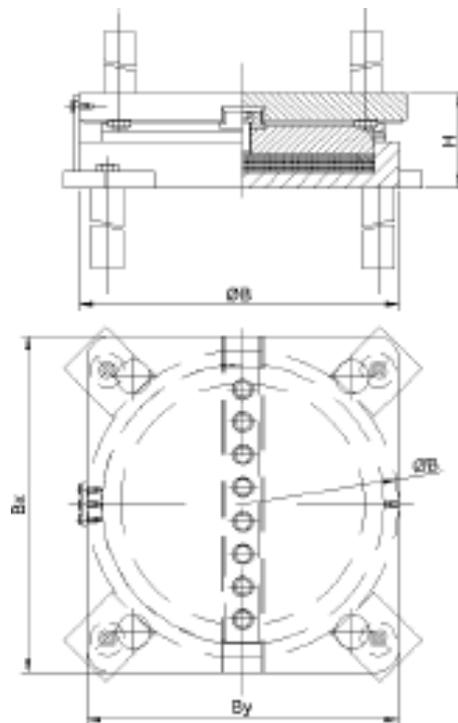


Figura 159: Vincolo unidirezionale

Andiamo a scegliere il tipo di vincolo che sia in grado di fornirci le reazioni scritte nella tabella precedente ovvero: $N = 42576 \text{ KN}$; $V = 7200 \text{ KN}$; analizzando il catalogo abbiamo che il tipo AGPL-50000/100-7500 mi copre questi valori di reazione elencati sopra. Le caratteristiche di questo dispositivo sono:

Diametro = 156 cm; Altezza = 30,4 cm; Massa = 3893 Kg; $B_x = 166 \text{ cm}$; $B_y = 156 \text{ cm}$.

Bearing type	N _{r,d} (kN)	V _{x,d} (mm)	V _{y,r,d} (kN)	Φ _B (mm)	H (mm)	B _x (mm)	B _y (mm)	Weight (kg)
AGPL 500/100-75	500	100	75	170	68	270	170	12
AGPL 1000/100-150	1000	100	150	220	76	320	220	24
AGPL 1500/100-225	1500	100	225	270	79	370	270	35
AGPL 2000/100-300	2000	100	300	310	82	410	310	46
AGPL 2500/100-375	2500	100	375	350	84	450	350	60
AGPL 3000/100-450	3000	100	450	380	97	480	380	83
AGPL 4000/100-600	4000	100	600	440	102	540	440	110
AGPL 5000/100-750	5000	100	750	490	108	590	490	153
AGPL 6000/100-900	6000	100	900	540	118	640	540	198
AGPL 7000/100-1050	7000	100	1050	580	126	680	580	241
AGPL 8000/100-1200	8000	100	1200	620	130	720	620	280
AGPL 9000/100-1350	9000	100	1350	660	138	760	660	343
AGPL 10000/100-1500	10000	100	1500	690	148	790	690	388
AGPL 11000/100-1650	11000	100	1650	720	150	820	720	424
AGPL 12000/100-1800	12000	100	1800	760	161	860	760	492
AGPL 13000/100-1950	13000	100	1950	790	168	890	790	562
AGPL 14000/100-2100	14000	100	2100	820	168	920	820	601
AGPL 15000/100-2250	15000	100	2250	850	176	950	850	699
AGPL 16000/100-2400	16000	100	2400	880	182	980	880	787
AGPL 17000/100-2550	17000	100	2550	900	188	1000	900	813
AGPL 18000/100-2700	18000	100	2700	940	191	1040	940	891
AGPL 19000/100-2850	19000	100	2850	960	203	1060	960	988
AGPL 20000/100-3000	20000	100	3000	980	205	1080	980	1046
AGPL 25000/100-3750	25000	100	3750	1110	222	1210	1110	1456
AGPL 30000/100-4500	30000	100	4500	1200	242	1300	1200	1880
AGPL 40000/100-6000	40000	100	6000	1400	272	1500	1400	2835
AGPL 50000/100-7500	50000	100	7500	1560	304	1660	1560	3893
AGPL 60000/100-9000	60000	100	9000	1710	320	1810	1710	4889
AGPL 70000/100-10500	70000	100	10500	1850	337	1950	1850	6074
AGPL 80000/100-12000	80000	100	12000	2000	362	2100	2000	7607
AGPL 90000/100-13500	90000	100	13500	2130	382	2230	2130	9227
AGPL 100000/100-15000	100000	100	15000	2250	405	2350	2250	10899

Figura 160: Catalogo per vincoli unidirezionali

2. Multidirezionale

Andiamo a scegliere il tipo di vincolo che sia in grado di fornirci le reazioni scritte nella tabella precedente ovvero: $N = 74296$ KN; analizzando il catalogo abbiamo che il tipo AGPM-80000/100/20 mi copre questi valori di reazione elencati sopra. Le caratteristiche di questo dispositivo sono:

Diametro = 182 cm;

Altezza = 26,5cm;

Massa = 4219 Kg;

$V_{x,d} = 100$ mm ; $V_{y,d} = 20$ mm; $B_x = 192$ cm; $B_y = 182$ cm.

Bearing type	N_r Rd (kN)	$V_{x,d}$ (mm)	$V_{y,d}$ (mm)	Φ_B (mm)	H (mm)	B_x (mm)	B_y (mm)	Weight (kg)
AGPM 500/100/20	500	100	20	160	60	260	160	11
AGPM 1000/100/20	1000	100	20	200	64	300	200	17
AGPM 1500/100/20	1500	100	20	260	73	360	260	31
AGPM 2000/100/20	2000	100	20	280	79	380	280	39
AGPM 2500/100/20	2500	100	20	330	81	430	330	53
AGPM 3000/100/20	3000	100	20	360	83	460	360	63
AGPM 4000/100/20	4000	100	20	400	93	500	400	87
AGPM 5000/100/20	5000	100	20	450	96	550	450	110
AGPM 6000/100/20	6000	100	20	490	100	590	490	132
AGPM 7000/100/20	7000	100	20	530	105	630	530	158
AGPM 8000/100/20	8000	100	20	570	113	670	570	199
AGPM 9000/100/20	9000	100	20	600	117	700	600	225
AGPM 10000/100/20	10000	100	20	630	120	730	630	251
AGPM 11000/100/20	11000	100	20	660	124	760	660	284
AGPM 12000/100/20	12000	100	20	700	128	800	700	325
AGPM 13000/100/20	13000	100	20	720	136	820	720	373
AGPM 14000/100/20	14000	100	20	750	137	850	750	399
AGPM 15000/100/20	15000	100	20	780	142	880	780	444
AGPM 16000/100/20	16000	100	20	800	144	900	800	472
AGPM 17000/100/20	17000	100	20	830	146	930	830	512
AGPM 18000/100/20	18000	100	20	850	151	950	850	552
AGPM 19000/100/20	19000	100	20	880	143	980	880	541
AGPM 20000/100/20	20000	100	20	900	154	1000	900	625
AGPM 25000/100/20	25000	100	20	1010	170	1110	1010	867
AGPM 30000/100/20	30000	100	20	1110	182	1210	1110	1109
AGPM 40000/100/20	40000	100	20	1270	205	1370	1270	1605
AGPM 50000/100/20	50000	100	20	1440	225	1540	1440	2252
AGPM 60000/100/20	60000	100	20	1600	233	1700	1600	2872
AGPM 70000/100/20	70000	100	20	1710	251	1810	1710	3521
AGPM 80000/100/20	80000	100	20	1820	265	1920	1820	4219
AGPM 90000/100/20	90000	100	20	1950	276	2050	1950	5013
AGPM 100000/100/20	100000	100	20	2050	286	2150	2050	5700

Figura 161: Catalogo per vincoli multi direzionale

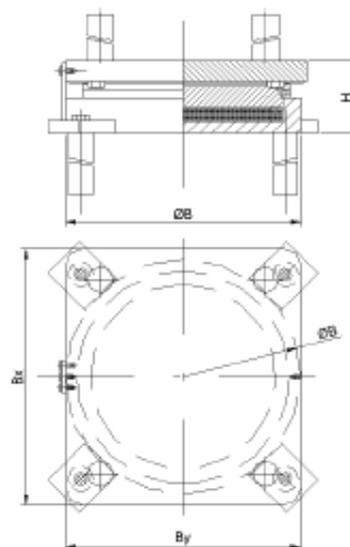


Figura 162: Vincolo multi direzionale

Anche se alcuni vincoli multidirezionali potevano essere scelti in modo differente in virtù delle caratteristiche di sollecitazione competenti, si è scelto per evitare variazioni di rigidità dei vincoli, di disporre vincoli della stessa tipologia anche dove non richiesti. Quindi questi sopra citati sono i vincoli che abbiamo utilizzato per vincolare l'impalcato del ponte alle spalle ed alla travata irrigidente inferiore.

8.5.1 Connettori idraulici STU (Shock transmitters unit)

I connettori idraulici ALGASISM STU sono costituiti da un cilindro nel quale scorre un pistone che, mediante un opportuno circuito idraulico permette il passaggio di un fluido da una camera all'altra del cilindro. Il circuito idraulico e il fluido sono tali per cui per azioni lente, quali variazioni termiche, ritiro e fluage il sistema non offre una resistenza apprezzabile consentendo quindi il movimento relativo fra gli snodi. Per azioni dinamiche invece, quali frenature o eventi sismici, il sistema si blocca a causa dell'elevata viscosità del fluido impedendo il movimento e rendendo quindi rigido il dispositivo. L'elevata tecnologia, messa a punto da ALGA, li rende di concezione semplice, economici, affidabili, e praticamente esenti da manutenzione. Per la particolare stabilità del fluido impiegato, sono utilizzabili nel campo di temperature da -40°C a $+50^{\circ}\text{C}$.

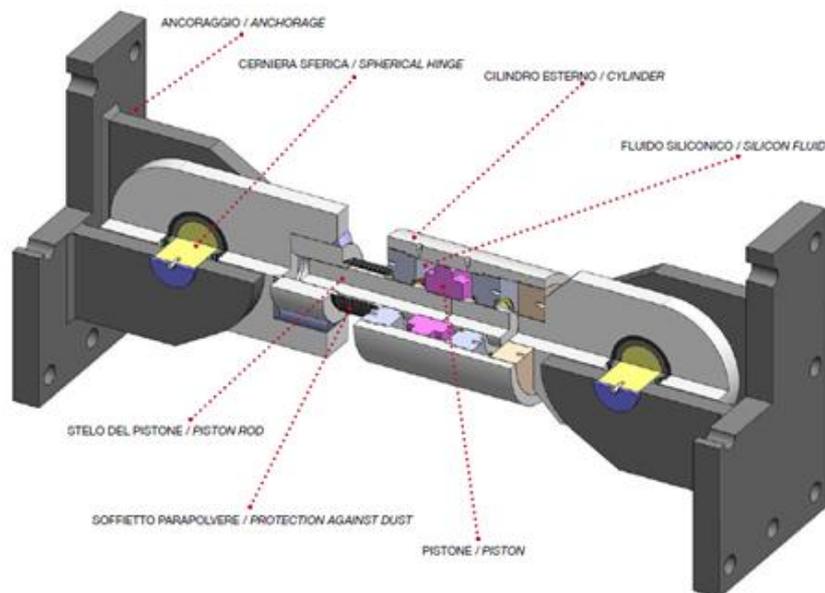


Figura 163: Schema di funzionamento di uno shock - transmitters

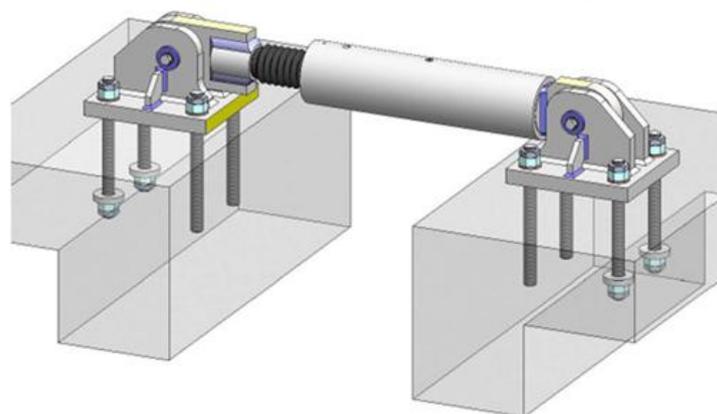


Figura 164: Schema di montaggio di uno shock - transmitters

Per la scelta del tipo che ci serve nel nostro progetto, si ricavano le sollecitazioni di compressione massime dal modello di calcolo riprodotto al SAP2000, e si sceglie tramite il catalogo dei dispositivi quello che soddisfa le nostre esigenze.

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	m	Text	Text	Text	KN
shock - 1	0	SLE+SLU	Combination	Max	4663.646
shock - 1	0.5	SLE+SLU	Combination	Max	4663.646
shock - 1	1	SLE+SLU	Combination	Max	4663.646
shock - 1	0	SLE+SLU	Combination	Min	-916.449
shock - 1	0.5	SLE+SLU	Combination	Min	-916.449
shock - 1	1	SLE+SLU	Combination	Min	-916.449
shock - 2	0	SLE+SLU	Combination	Max	4190.158
shock - 2	0.5	SLE+SLU	Combination	Max	4190.158
shock - 2	1	SLE+SLU	Combination	Max	4190.158
shock - 2	0	SLE+SLU	Combination	Min	-4244.099
shock - 2	0.5	SLE+SLU	Combination	Min	-4244.099
shock - 2	1	SLE+SLU	Combination	Min	-4244.099

Figura 165: Reazioni vincolari degli shock transmitter spalla nord

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	m	Text	Text	Text	KN
shock - 3	0	SLE+SLU	Combination	Max	4086.801
shock - 3	0.5	SLE+SLU	Combination	Max	4086.801
shock - 3	1	SLE+SLU	Combination	Max	4086.801
shock - 3	0	SLE+SLU	Combination	Min	-4669.091
shock - 3	0.5	SLE+SLU	Combination	Min	-4669.091
shock - 3	1	SLE+SLU	Combination	Min	-4669.091
shock - 4	0	SLE+SLU	Combination	Max	4097.893
shock - 4	0.5	SLE+SLU	Combination	Max	4097.893
shock - 4	1	SLE+SLU	Combination	Max	4097.893
shock - 4	0	SLE+SLU	Combination	Min	-4716.465
shock - 4	0.5	SLE+SLU	Combination	Min	-4716.465
shock - 4	1	SLE+SLU	Combination	Min	-4716.465

Figura 166: Reazioni vincolari degli shock transmitter spalla sud

Una volta ricavati tutti i valori di sollecitazione degli shock si effettua la scelta del dispositivo tramite il seguente catalogo dell'ALGASISM. Nella tabella vengono raffigurate le caratteristiche dimensionali degli shock transmitter, la loro portata massima espressa in KN, lo scorrimento massimo permesso dal dispositivo, le dimensioni della piastra di ancoraggio, il numero di bulloni ed il diametro di questi ultimi per l'ancoraggio della piastra. Allora guardando le reazioni notiamo che il valore maggiore è $N_{sd} = 4716,47$ KN (il segno ha poca importanza visto che questi dispositivi

resistono allo stesso modo sia in trazione che in compressione), andiamo a scegliere quindi un dispositivo che mi garantisca una portata minima a snervamento maggiore del valore sopra citato. Evidenziamo nel catalogo sotto il dispositivo scelto di tipo STU 5000/100 che ha le seguenti caratteristiche meccaniche e dimensionali:

- Portata max di snervamento del dispositivo = 5000 KN > 4716,47 quindi la verifica è automaticamente soddisfatta;
- Scostamento massimo del dispositivo per eventi eccezionali = 50 mm;

Scostamento max Dimensioni shock transmitter Dimensioni piastra di ancoraggio

TABELLA DIMENSIONALE / DIMENSIONAL TABLE									
Sigla / Mark	Mov.	Dimensioni / Size			Ancoraggi / Anchors				
		Lx	Lt	D	A	B	a	b	n°/ d
STU 200/50	± 25	510	705	130	210	290	110	190	4/40
STU 200/100	± 50	660	855	130	210	290	110	190	4/40
STU 300/50	± 25	535	755	150	210	290	110	190	4/40
STU 300/100	± 50	680	900	150	210	290	110	190	4/40
STU 550/50	± 25	580	850	185	260	410	160	310	4/40
STU 550/100	± 50	730	1000	185	260	410	160	310	4/40
STU 1000/50	± 25	970	1410	235	380	440	270	330	4/50
STU 1000/100	± 50	1095	1535	235	380	440	270	330	4/50
STU 1500/50	± 25	1050	1595	270	480	480	350	350	4/60
STU 1500/100	± 50	1185	1730	270	480	480	350	350	4/60
STU 2000/50	± 25	1210	1880	320	550	550	370	370	4/70
STU 2000/100	± 50	1340	2010	320	550	550	370	370	4/70
STU 3000/50	± 25	1145	1720	325	550	550	370	370	4/80
STU 3000/100	± 50	1280	1855	325	550	550	370	370	4/80
STU 4000/50	± 25	1225	1890	380	600	700	400	500	6/80
STU 4000/100	± 50	1360	2025	380	600	700	400	500	6/80
STU 5000/50	± 25	1465	2270	400	700	800	500	600	8/80
STU 5000/100	± 50	1590	2395	400	700	800	500	600	8/80

Portata massima in KN N. bulloni e diametro

Figura 167: Catalogo per la scelta dei dispositivi STU dell' ALGASISM

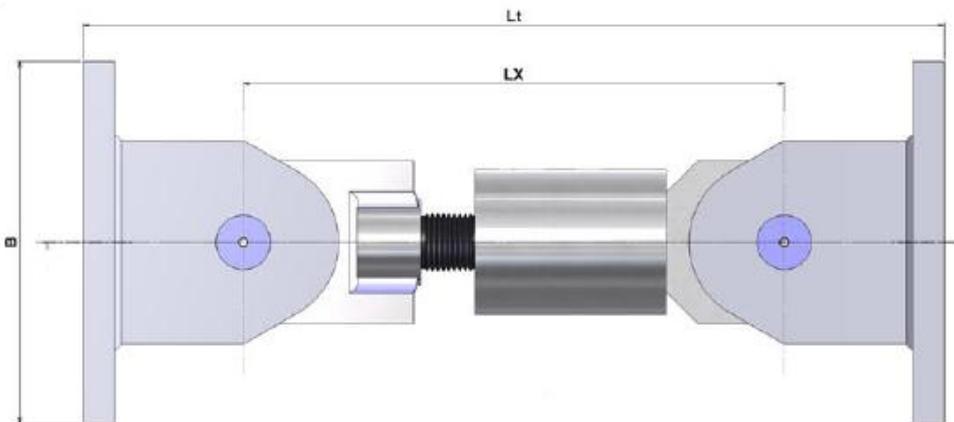


Figura 168: Caratteristiche dimensionali dello shock transmitters

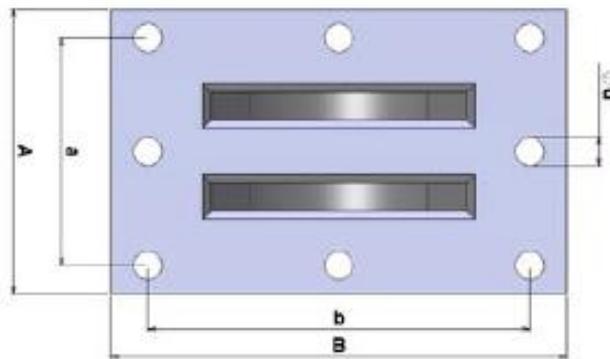


Figura 169: Caratteristiche dimensionali della piastra di ancoraggio dello shock transmitters

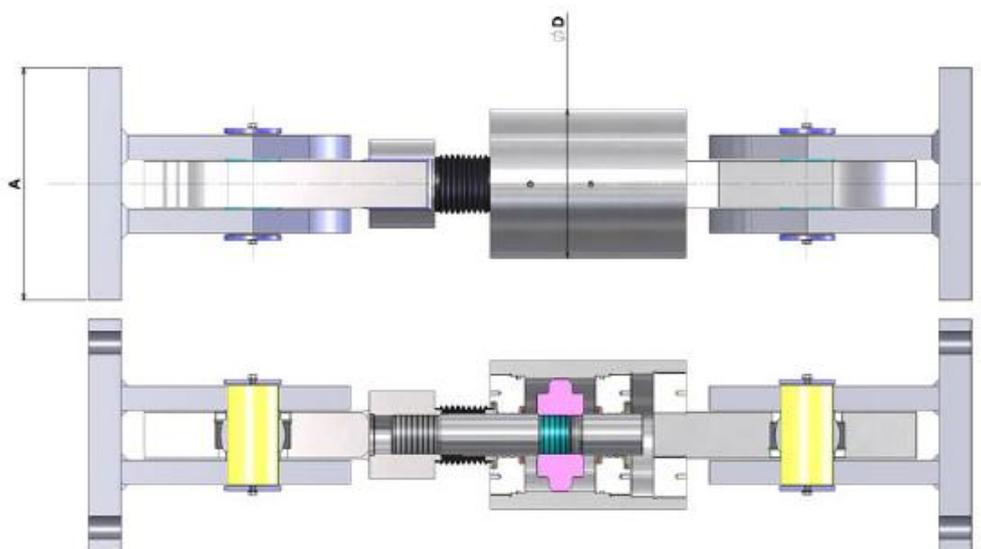


Figura 170: Dimensioni dei dispositivi STU

Occorrerebbe fare una verifica sugli spostamenti massimi subiti dal dispositivo durante gli eventi eccezionali che sono stati caricati all'interno della modellazione e verificare che gli spostamenti concessi dal dispositivo siano superiori a quelli ricavati dall'analisi strutturale.

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Spostamento
Text	Text	Text	+	Text
Shock 1	SLE+SLU	Combination	Max	0.018264
Shock 1	SLE+SLU	Combination	Min	-0.005131
Shock 2	SLE+SLU	Combination	Max	0.013835
Shock 2	SLE+SLU	Combination	Min	-0.003897

Figura 171: Tabella degli spostamenti nodali degli shock transmitter posti sulla spalla nord

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m
Shock 3	SLE+SLU	Combination	Max	0.016878
Shock 3	SLE+SLU	Combination	Min	-0.004599
Shock 4	SLE+SLU	Combination	Max	0.012891
Shock 4	SLE+SLU	Combination	Min	-0.003506

Figura 172: Tabella degli spostamenti nodali degli shock transmitter posti sulla spalla sud

Il valore di spostamento massimo ricavato dall'analisi strutturale è di circa 20 mm < 50 mm che è lo spostamento supportato dal dispositivo STU pertanto la verifica è automaticamente soddisfatta.

8.6 Verifica degli stralli

Ogni strallo ha un diametro di 144 mm, le funi scelte sono del tipo FLC – 144 Spiroidali chiuse. Il catalogo delle funi in considerazione è rappresentato sotto:

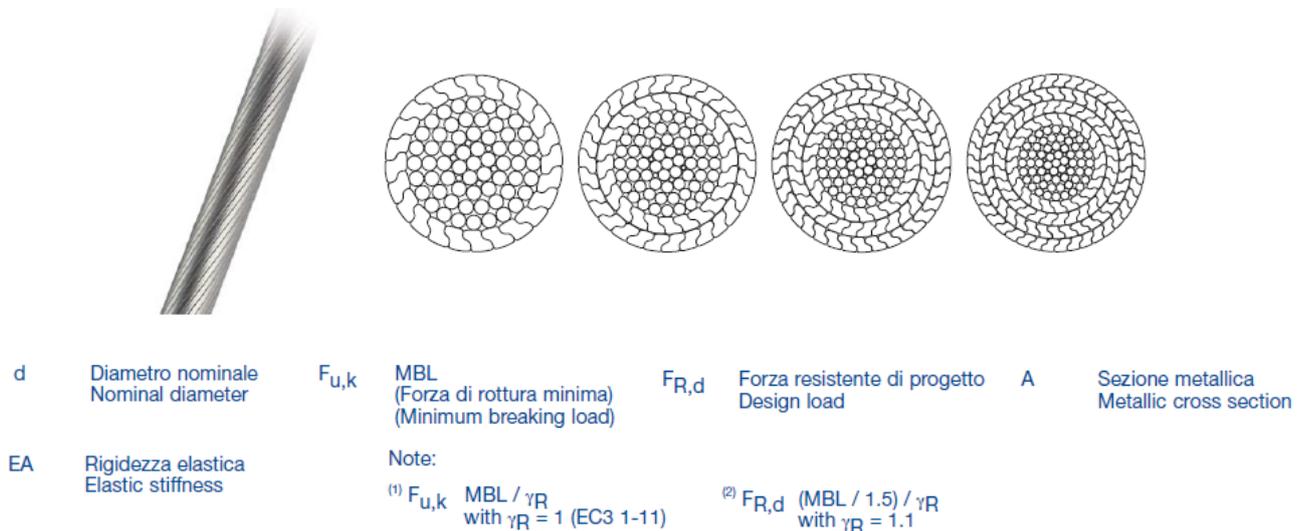


Figura 173: Tipologie di funi spiroidali chiuse con i termini da prendere in riferimento per il calcolo

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(0)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(0)}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 16	16	250	152	170	28.1	1.4
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2
FLC 24	24	570	345	383	63.2	3.2
FLC 28	28	775	470	521	86.0	4.3
FLC 32	32	1015	615	681	112	5.7
FLC 36	36	1285	779	862	142	7.2
FLC 40	40	1605	973	1077	178	9.0
FLC 44	44	1945	1179	1303	215	10.8
FLC 48	48	2315	1403	1551	256	12.9
FLC 52	52	2750	1667	1841	304	15.3
FLC 56	56	3190	1933	2136	352	17.8
FLC 60	60	3660	2218	2452	405	20.4
FLC 64	64	4165	2524	2789	460	23.2
FLC 68	68	4700	2848	3149	513	26.2
FLC 72	72	5210	3158	3530	575	29.4
FLC 76	76	5790	3509	3933	641	32.7
FLC 80	80	6405	3882	4358	710	36.3
FLC 84	84	7045	4270	4805	783	40.0
FLC 88	88	7720	4679	5274	860	43.9
FLC 92	92	8430	5109	5764	940	48.0
FLC 96	96	9165	5555	6276	1023	52.2
FLC 100	100	10050	6091	6890	1123	57.3
FLC 104	104	10860	6582	7452	1215	62.0
FLC 108	108	11700	7091	8037	1310	66.9
FLC 112	112	12720	7709	8744	1425	72.8
FLC 116	116	13635	8264	9379	1529	78.0
FLC 120	120	14585	8839	10037	1636	83.5
FLC 124	124	15565	9433	10718	1747	89.2
FLC 128	128	16765	10161	11551	1883	96.1
FLC 132	132	17820	10800	12285	1966	102.2
FLC 136	136	18910	11461	13040	2086	108.5
FLC 140	140	20260	12279	13976	2236	116.3
FLC 144	144	21425	12985	14786	2366	123.0

Figura 174: Catalogo delle funi spiriodali chiuse

Andiamo a vedere quali sono le massime sollecitazioni degli stralli ricavandole dalla modellazione al SAP2000 e verificiamo che le funi scelte abbiano il carico limite di snervamento superiore a quello ricavato dall'analisi strutturale.

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	m	Text	Text	Text	KN
220	0	SLE+SLU	Combination	Max	4441.741
220	62.16992	SLE+SLU	Combination	Max	5356.518
220	124.33984	SLE+SLU	Combination	Max	6543.602
220	0	SLE+SLU	Combination	Min	4057.777
220	62.16992	SLE+SLU	Combination	Min	5037.718
220	124.33984	SLE+SLU	Combination	Min	6289.961
221	0	SLE+SLU	Combination	Max	3245.016
221	56.45761	SLE+SLU	Combination	Max	3942.543
221	112.91521	SLE+SLU	Combination	Max	4663.122
221	0	SLE+SLU	Combination	Min	2235.541
221	56.45761	SLE+SLU	Combination	Min	2993.661
221	112.91521	SLE+SLU	Combination	Min	3774.832
222	0	SLE+SLU	Combination	Max	2922.43
222	51.10416	SLE+SLU	Combination	Max	3552.509
222	102.20832	SLE+SLU	Combination	Max	4221.766
222	0	SLE+SLU	Combination	Min	1241.138
222	51.10416	SLE+SLU	Combination	Min	1927.259
222	102.20832	SLE+SLU	Combination	Min	2652.557
223	0	SLE+SLU	Combination	Max	3814.801
223	45.40028	SLE+SLU	Combination	Max	3776.946
223	90.80056	SLE+SLU	Combination	Max	4177.561
223	0	SLE+SLU	Combination	Min	451.924
223	45.40028	SLE+SLU	Combination	Min	1094.736
223	90.80056	SLE+SLU	Combination	Min	1812.437
224	0	SLE+SLU	Combination	Max	4722.725
224	40.0415	SLE+SLU	Combination	Max	4696.635
224	80.08301	SLE+SLU	Combination	Max	4670.554
224	0	SLE+SLU	Combination	Min	127.629
224	40.0415	SLE+SLU	Combination	Min	442.564
224	80.08301	SLE+SLU	Combination	Min	1102.645
225	0	SLE+SLU	Combination	Max	5600.655
225	34.38495	SLE+SLU	Combination	Max	5573.724
225	68.76991	SLE+SLU	Combination	Max	5546.802
225	0	SLE+SLU	Combination	Min	145.751
225	34.38495	SLE+SLU	Combination	Min	346.042
225	68.76991	SLE+SLU	Combination	Min	623.695
226	0	SLE+SLU	Combination	Max	6129.294
226	29.04997	SLE+SLU	Combination	Max	6102.004
226	58.09994	SLE+SLU	Combination	Max	6074.72

226	0	SLE+SLU	Combination	Min	294.632
226	29.04997	SLE+SLU	Combination	Min	467.447
226	58.09994	SLE+SLU	Combination	Min	704.185
227	0	SLE+SLU	Combination	Max	6309.219
227	23.50708	SLE+SLU	Combination	Max	6281.472
227	47.01417	SLE+SLU	Combination	Max	6253.733
227	0	SLE+SLU	Combination	Min	619.706
227	23.50708	SLE+SLU	Combination	Min	754.074
227	47.01417	SLE+SLU	Combination	Min	937.834
228	0	SLE+SLU	Combination	Max	5838.694
228	18.1421	SLE+SLU	Combination	Max	5813.6
228	36.2842	SLE+SLU	Combination	Max	5788.524
228	0	SLE+SLU	Combination	Min	977.968
228	18.1421	SLE+SLU	Combination	Min	1039.975
228	36.2842	SLE+SLU	Combination	Min	1141.324
229	0	SLE+SLU	Combination	Max	4367.1
229	13.31787	SLE+SLU	Combination	Max	4328.554
229	26.63574	SLE+SLU	Combination	Max	4300.666
229	0	SLE+SLU	Combination	Min	1366.479
229	13.31787	SLE+SLU	Combination	Min	1380.397
229	26.63574	SLE+SLU	Combination	Min	1399.248
230	0	SLE+SLU	Combination	Max	3480.915
230	62.72948	SLE+SLU	Combination	Max	4613.347
230	125.45896	SLE+SLU	Combination	Max	5809.872
230	0	SLE+SLU	Combination	Min	3136.584
230	62.72948	SLE+SLU	Combination	Min	4334.187
230	125.45896	SLE+SLU	Combination	Min	5595.879
231	0	SLE+SLU	Combination	Max	2254.509
231	57.00797	SLE+SLU	Combination	Max	2655.08
231	114.01593	SLE+SLU	Combination	Max	3363.77
231	0	SLE+SLU	Combination	Min	1304.3
231	57.00797	SLE+SLU	Combination	Min	1765.467
231	114.01593	SLE+SLU	Combination	Min	2534.752
232	0	SLE+SLU	Combination	Max	2580.553
232	51.58519	SLE+SLU	Combination	Max	2543.309
232	103.17038	SLE+SLU	Combination	Max	3204.552
232	0	SLE+SLU	Combination	Min	823.139
232	51.58519	SLE+SLU	Combination	Min	978.277
232	103.17038	SLE+SLU	Combination	Min	1695.564
233	0	SLE+SLU	Combination	Max	3726.9
233	45.90558	SLE+SLU	Combination	Max	3610.714
233	91.81115	SLE+SLU	Combination	Max	3494.539
233	0	SLE+SLU	Combination	Min	341.284
233	45.90558	SLE+SLU	Combination	Min	258.818
233	91.81115	SLE+SLU	Combination	Min	938.572

234	0	SLE+SLU	Combination	Max	4664.038
234	40.52857	SLE+SLU	Combination	Max	4558.728
234	81.05714	SLE+SLU	Combination	Max	4453.427
234	0	SLE+SLU	Combination	Min	19.146
234	40.52857	SLE+SLU	Combination	Min	111.78
234	81.05714	SLE+SLU	Combination	Min	768.706
235	0	SLE+SLU	Combination	Max	5567.434
235	34.87144	SLE+SLU	Combination	Max	5484.101
235	69.74287	SLE+SLU	Combination	Max	5379.878
235	0	SLE+SLU	Combination	Min	74.788
235	34.87144	SLE+SLU	Combination	Min	265.123
235	69.74287	SLE+SLU	Combination	Min	541.852
237	0	SLE+SLU	Combination	Max	6376.308
237	23.96429	SLE+SLU	Combination	Max	6308.615
237	47.92858	SLE+SLU	Combination	Max	6235.376
237	0	SLE+SLU	Combination	Min	609.95
237	23.96429	SLE+SLU	Combination	Min	784.898
237	47.92858	SLE+SLU	Combination	Min	989.186
239	0	SLE+SLU	Combination	Max	4723.847
239	13.68058	SLE+SLU	Combination	Max	4677.462
239	27.36117	SLE+SLU	Combination	Max	4620.716
239	0	SLE+SLU	Combination	Min	1412.152
239	13.68058	SLE+SLU	Combination	Min	1508.918
239	27.36117	SLE+SLU	Combination	Min	1610.361
240	0	SLE+SLU	Combination	Max	4873.542
240	65.83309	SLE+SLU	Combination	Max	5841.012
240	131.66618	SLE+SLU	Combination	Max	6954.227
240	0	SLE+SLU	Combination	Min	4284.066
240	65.83309	SLE+SLU	Combination	Min	5316.699
240	131.66618	SLE+SLU	Combination	Min	6495.074
241	0	SLE+SLU	Combination	Max	3827.23
241	60.08778	SLE+SLU	Combination	Max	4618.128
241	120.17555	SLE+SLU	Combination	Max	5460.627
241	0	SLE+SLU	Combination	Min	2371.406
241	60.08778	SLE+SLU	Combination	Min	3222.896
241	120.17555	SLE+SLU	Combination	Min	4125.988
242	0	SLE+SLU	Combination	Max	4262.262
242	53.98195	SLE+SLU	Combination	Max	4341.157
242	107.9639	SLE+SLU	Combination	Max	5109.81
242	0	SLE+SLU	Combination	Min	1727.493
242	53.98195	SLE+SLU	Combination	Min	1925.4
242	107.9639	SLE+SLU	Combination	Min	2750.093
243	0	SLE+SLU	Combination	Max	5775.647
243	48.1508	SLE+SLU	Combination	Max	5758.613
243	96.30159	SLE+SLU	Combination	Max	5741.608

243	0	SLE+SLU	Combination	Min	1281.447
243	48.1508	SLE+SLU	Combination	Min	1343.542
243	96.30159	SLE+SLU	Combination	Min	1836.091
244	0	SLE+SLU	Combination	Max	7210.373
244	42.04771	SLE+SLU	Combination	Max	7180.043
244	84.09542	SLE+SLU	Combination	Max	7161.445
244	0	SLE+SLU	Combination	Min	1136.239
244	42.04771	SLE+SLU	Combination	Min	1307.041
244	84.09542	SLE+SLU	Combination	Min	1548.55
245	0	SLE+SLU	Combination	Max	7974.524
245	36.28829	SLE+SLU	Combination	Max	7955.035
245	72.57659	SLE+SLU	Combination	Max	7935.564
245	0	SLE+SLU	Combination	Min	1184.316
245	36.28829	SLE+SLU	Combination	Min	1386.465
245	72.57659	SLE+SLU	Combination	Min	1639.958
246	0	SLE+SLU	Combination	Max	8501.01
246	30.24198	SLE+SLU	Combination	Max	8470.516
246	60.48395	SLE+SLU	Combination	Max	8449.754
246	0	SLE+SLU	Combination	Min	1369.537
246	30.24198	SLE+SLU	Combination	Min	1565.239
246	60.48395	SLE+SLU	Combination	Min	1801.28
247	0	SLE+SLU	Combination	Max	8162.86
247	24.57124	SLE+SLU	Combination	Max	8134.453
247	49.14249	SLE+SLU	Combination	Max	8113.194
247	0	SLE+SLU	Combination	Min	1556.832
247	24.57124	SLE+SLU	Combination	Min	1727.082
247	49.14249	SLE+SLU	Combination	Min	1925
248	0	SLE+SLU	Combination	Max	7135.208
248	19.08374	SLE+SLU	Combination	Max	7113.513
248	38.16749	SLE+SLU	Combination	Max	7091.83
248	0	SLE+SLU	Combination	Min	1846.748
248	19.08374	SLE+SLU	Combination	Min	1995.042
248	38.16749	SLE+SLU	Combination	Min	2155.788
249	0	SLE+SLU	Combination	Max	5068.47
249	13.64616	SLE+SLU	Combination	Max	5055.795
249	27.29232	SLE+SLU	Combination	Max	5043.121
249	0	SLE+SLU	Combination	Min	2241.113
249	13.64616	SLE+SLU	Combination	Min	2340.21
249	27.29232	SLE+SLU	Combination	Min	2443.078
251	0	SLE+SLU	Combination	Max	3145.338
251	66.39687	SLE+SLU	Combination	Max	4200.65
251	132.79373	SLE+SLU	Combination	Max	5393.966
251	0	SLE+SLU	Combination	Min	2629.458
251	66.39687	SLE+SLU	Combination	Min	3749.939
251	132.79373	SLE+SLU	Combination	Min	5008.422

252	0	SLE+SLU	Combination	Max	3063.644
252	60.63344	SLE+SLU	Combination	Max	2823.773
252	121.26687	SLE+SLU	Combination	Max	3322.384
252	0	SLE+SLU	Combination	Min	1714.379
252	60.63344	SLE+SLU	Combination	Min	1535.103
252	121.26687	SLE+SLU	Combination	Min	2094.307
253	0	SLE+SLU	Combination	Max	4078.229
253	54.52063	SLE+SLU	Combination	Max	3953.519
253	109.04126	SLE+SLU	Combination	Max	3828.843
253	0	SLE+SLU	Combination	Min	1335.11
253	54.52063	SLE+SLU	Combination	Min	1132.087
253	109.04126	SLE+SLU	Combination	Min	1132.935
254	0	SLE+SLU	Combination	Max	5578.095
254	48.75665	SLE+SLU	Combination	Max	5464.409
254	97.51329	SLE+SLU	Combination	Max	5350.751
254	0	SLE+SLU	Combination	Min	1029.283
254	48.75665	SLE+SLU	Combination	Min	909.826
254	97.51329	SLE+SLU	Combination	Min	1029.303
255	0	SLE+SLU	Combination	Max	7087.877
255	42.59708	SLE+SLU	Combination	Max	6985.69
255	85.19417	SLE+SLU	Combination	Max	6883.516
255	0	SLE+SLU	Combination	Min	899.162
255	42.59708	SLE+SLU	Combination	Min	972.747
255	85.19417	SLE+SLU	Combination	Min	1195.31
256	0	SLE+SLU	Combination	Max	7922.43
256	36.83896	SLE+SLU	Combination	Max	7831.78
256	73.67792	SLE+SLU	Combination	Max	7741.149
256	0	SLE+SLU	Combination	Min	1008.303
256	36.83896	SLE+SLU	Combination	Min	1134.12
256	73.67792	SLE+SLU	Combination	Min	1371.399
257	0	SLE+SLU	Combination	Max	8546.339
257	30.73108	SLE+SLU	Combination	Max	8467.204
257	61.46216	SLE+SLU	Combination	Max	8379.025
257	0	SLE+SLU	Combination	Min	1249.568
257	30.73108	SLE+SLU	Combination	Min	1409.694
257	61.46216	SLE+SLU	Combination	Min	1637.111
258	0	SLE+SLU	Combination	Max	8310.229
258	25.07704	SLE+SLU	Combination	Max	8236.3
258	50.15408	SLE+SLU	Combination	Max	8169.787
258	0	SLE+SLU	Combination	Min	1443.778
258	25.07704	SLE+SLU	Combination	Min	1576.068
258	50.15408	SLE+SLU	Combination	Min	1763.065
259	0	SLE+SLU	Combination	Max	7416.192
259	19.5303	SLE+SLU	Combination	Max	7361.707
259	39.0606	SLE+SLU	Combination	Max	7307.235

259	0	SLE+SLU	Combination	Min	1687.489
259	19.5303	SLE+SLU	Combination	Min	1805.043
259	39.0606	SLE+SLU	Combination	Min	1954.041
260	0	SLE+SLU	Combination	Max	5443.224
260	14.03369	SLE+SLU	Combination	Max	5424.729
260	28.06738	SLE+SLU	Combination	Max	5408.198
260	0	SLE+SLU	Combination	Min	2027.044
260	14.03369	SLE+SLU	Combination	Min	2045.771
260	28.06738	SLE+SLU	Combination	Min	2072.953

Massimo 8546.339

Figura 175: Tabella degli sforzi massimi involuppati degli stralli

8.6.1 Verifica a trazione

Il carico massimo che si verifica involupando i valori SLE + SLU è pari a 8546,34 KN ~ 855 tonnellate. Guardando nelle tabelle il valore del carico di sicurezza degli stralli di tipo FLC 144 è superiore ed è pari a 12985 KN, la scelta potrebbe essere dunque propensa per stralli di tipo FLC 120, ma a vantaggio di sicurezza scegliamo quelli con diametro maggiore. Dunque $F_{R,d} = 12985 \text{ KN} > F_{S,d} = 8546,34 \text{ KN}$, pertanto la verifica di trazione risulta soddisfatta per tutti gli stralli che sorreggono l'impalcato. Il coefficiente di sicurezza FS delle funi è stato valutato sia rispetto allo snervamento (come prescrivono le NTC 2008), sia rispetto alla forza di rottura $N_{t,Rd}$ (come prescrive l'Eurocodice 3). Si ha:

- Per le NTC 2008

$$FS = \frac{N_{y,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{A_{nom} \cdot f_{pyk} / \gamma_{M0}}{N_{E,d}}$$

- Per l'Eurocodice

$$FS = \frac{N_{t,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{n \cdot F_{pk} / \gamma_M}{N_{E,d}}$$

Otteniamo dalle seguenti espressioni che per l'NTC il valore FS ~ 4, mentre per gli Eurocodici FS ~ 3,2.

8.7 Verifica dell'impalcato nei confronti del Flutter

Il flutter è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può manifestarsi per particolari conformazioni geometriche della sezione trasversale della struttura, in funzione delle sue caratteristiche dinamiche. Con riferimento agli impalcato da ponte, esso è un fenomeno generalmente limitato a strutture di grande luce ed estremamente flessibili, quali ad esempio i ponti sospesi o strallati. Questo paragrafo riporta alcune condizioni di massima che consentono di stimare la suscettibilità degli impalcato da ponte nei confronti delle instabilità per flutter di tipo torsionale (stall flutter) e per flutter accoppiato a due gradi di libertà (flutter classico), limitatamente agli impalcato di tipo più comune, in assenza di traffico. Il paragrafo a seguire discute i principi generali inerenti i criteri di verifica per flutter.

8.7.1 Condizioni di sensibilità al flutter torsionale

Per impalcati da ponte di luce non superiore di 200 m, il fenomeno del flutter torsionale può essere escluso se risulta verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{M,1}} \leq 3$$

dove:

- $v_{m,l}$ è la velocità media del vento valutata alla quota media dell'impalcato, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.
- d è la dimensione dell'impalcato nella direzione del vento;
- $n_{M,1}$ è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato.

Allora calcoliamo le grandezze sopra indicate ed effettuiamo la verifica del nostro impalcato:

Si definisce periodo di ritorno di riferimento il valore maggiore fra il periodo di ritorno convenzionale T_0 riportato nella tabella sottostante e la vita nominale della costruzione V_N :

$$T_{R,0} = \max\{T_0, V_N\}$$

Proprietà della costruzione	T_0 (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di un anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Figura 176: Tabella dei valori T_0 per le diverse costruzioni

Per il ponte in esame abbiamo una vita nominale dell'opera $V_N = 100$ anni (stabilita con delle tabelle nei paragrafi precedenti), quindi in sostanza abbiamo che $T_0 = V_N = 100$ anni e quindi il valore di $T_{R,0} = 100$ anni. La velocità del vento $v_{m,l}$ verrà valutata per un periodo di ritorno pari a $T_R = 10 \cdot 100 = 1000$ anni. Essendo:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Dove v_b è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni;

- c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione:

$$c_r = 0,75 \quad \text{per } T_R = 1 \text{ anno}$$

$$c_r = 0,75 + 0,0652 \ln(T_R) \quad \text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni}$$

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R < 50 \text{ anni}$$

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

dove T_R è il periodo di ritorno di progetto espresso in anni. La tabella sotto ci riporta il valore del coefficiente in funzione del periodo di ritorno.

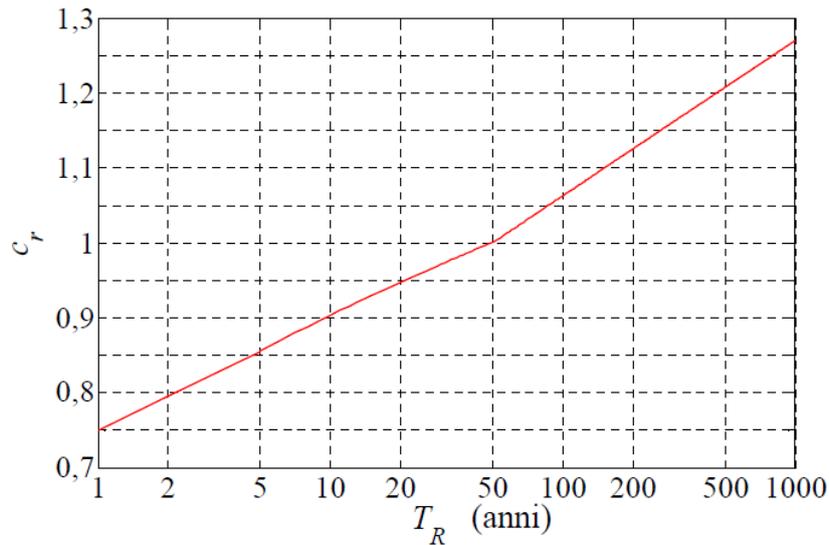


Figura 177: Grafico per il calcolo del coefficiente C_R in funzione del T_R

Come possiamo notare per un valore di $T_R = 1000$ anni, abbiamo un valore di $c_r \sim 1,275$. In sostanza avremo che per la località di Reggio Calabria il $v_b = v_{b,0} = 28$ m/s (calcolato nei paragrafi precedenti), mentre il valore della velocità di riferimento è pari a:

$$v_r = v_{m,1} = 28 \cdot 1,275 = 35,70 \text{ m/s};$$

$d = 20$ metri (si prende in riferimento la lunghezza dell'impalcato in direzione trasversale);

$$n_{M,1} = 1,25 \text{ Hz}.$$

Quindi in definitiva abbiamo che $(1,2 \cdot 35,70) / (20 \cdot 1,25) < 3$ la verifica è soddisfatta, non si verifica il flutter torsionale.

8.7.2 Condizione di sensibilità al flutter accoppiato flesso-torsionale

Per impalcato da ponte di luce non superiore di 200 m, il fenomeno del flutter accoppiato tra il primo modo di oscillazione trasversale e il primo modo di oscillazione torsionale dell'impalcato può essere escluso se risultano contemporaneamente verificate le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{n_{M,1}}{n_{L,1}} \geq 1,5$$

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,1}}{d \cdot n_{L,1}} \leq 20$$

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,1}}{d \cdot n_{M,1}} \leq 2,5 \cdot \beta_F \cdot \sqrt{\left[1 - \left(\frac{n_{L,1}}{n_{M,1}}\right)^2\right]} \cdot r_m \cdot \mu$$

Essendo:

$$r_m = \sqrt{\frac{I}{m \cdot d^2}}, \quad \mu = \frac{2 \cdot m}{\rho \cdot d^2}$$

dove:

- $n_{M,1}$ è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato;
- $n_{L,1}$ è la frequenza propria del primo modo flessionale dell'impalcato, in direzione trasversale al flusso (quindi verticale);
- $v_{m,1}$ è la velocità media del vento, valutata alla quota media dell'impalcato, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 T_{R,0}$;
- d è la dimensione dell'impalcato nella direzione del vento;
- I è il momento di inerzia di massa per unità di lunghezza dell'impalcato;
- m è la massa per unità di lunghezza dell'impalcato;
- ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- β_F è un parametro di efficienza aerodinamica. Esso è fornito dalla figura sotto, per impalcati di utilizzo corrente, in funzione del rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'impalcato, comprensiva degli arredi permanenti presenti (barriere, guard-rails, New Jersey, etc.).

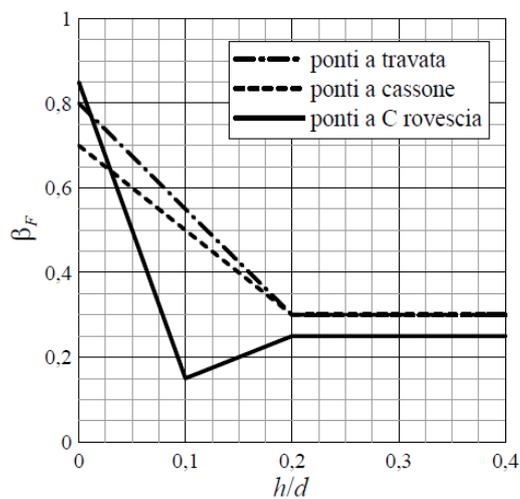


Figura 178: Grafico per il calcolo del coefficiente di aerodinamicità β_F

Abbiamo che $n_{M,1} = 1,25 \text{ Hz}$, $n_{L,1} = 0,66 \text{ Hz}$ quindi:

$1,25/0,66 > 1,5$ la prima relazione è dunque verificata.

$v_{m,1} = 28 \cdot 1,275 = 35,70 \text{ m/s}$, $d = 20 \text{ m}$, $n_{M,1} = 1,25 \text{ Hz}$ quindi:

$1,2 \cdot 35,70/20 \cdot 0,66 = 42,84/3,63 = 3,24 < 20$ la seconda relazione è dunque verificata.

La massa per unità di lunghezza dell'impalcato è pari a: $m = 2200 \text{ Kg/m}$; $I = 137500 \text{ Kg}\cdot\text{m}$, $r_m = 0,395$, $\beta_F = 0,3$, $\mu = 8,8$; dunque la terza equazione risulta essere $1,71 < 1,88$ quindi anch'essa verificata.

Essendo verificate simultaneamente le tre condizioni sopra espresse, è possibile escludere l'occorrenza del flutter accoppiato flesso-torsionale.

CAPITOLO 9: COMPUTO METRICO ESTIMATIVO DELL'OPERA

Si riporta di seguito il computo metrico estimativo dell'opera oggetto di tesi. Le quantità sono state calcolate con approssimazione, i prezzi unitari sono stati ricercati su internet e si riportano di seguito i materiali impiegati ed i loro costi di realizzazione.

9.1 Prezzi unitari dei materiali

Calcestruzzo:

- 105-125 €/mc fornitura in cantiere + 4-5 €/mc di getto con pompa + 0-5 €/mc, sovrapprezzo consistenza + 7-10 €/mc + casseri = 116-145 €/mc
- 105 --> qualità inferiori di cls (es. fondazioni in C25/30);
- 125 --> qualità superiori di cls (es. impalcato in C30/37);
- 0 €/mc consistenza "standard" ovvero slump S3 (es. getti ordinari con armature non addensate);
- 3-5 €/mc sovrapprezzo per consistenze fluide ovvero S4 o S5 (es. getti di solette di impalcato);
- 7 €/mc casseri "semplici" (es. casseri laterali di platee o di solette di impalcato);
- 10 €/mc casseri "complessi" (es. pile a telaio, pulvini, spalle).

Predalles:

- 32 €/mq.

Acciaio per armature:

- 0.70 €/kg fornitura+ 0.30 €/kg posa = 1,00 €/kg.

Acciaio per carpenteria metallica:

- 2.05-2.20 €/kg + 0-0.6 €/kg se zincato + 0-0.6 €/kg se vernicato;
- 2.05 --> travata a travi parallele ad anima piena.

Pali:

- diametro 100-140 cm, 250 €/m perforazione + getto del calcestruzzo;
- acciaio per armature (vedi sopra).

Dispositivi di vincolo in neoprene armato:

- 1300 €/cad per D.d.V. fissi, di portata 3500 KN;
- 1800 €/cad per D.d.V. mob. Unidirezionali, di portata 3500 KN;
- 1500 €/cad per D.d.V mob. multidirezionali, di portata 3500 kN.

Giunto di pavimentazione:

- 1800-3500 €/m (in funzione dello scorrimento permesso).

Acciaio per stralli/pendini:

- 200 €/ml per uno strallo diametro 140 mm completo di capicorda, prezzo per fornitura+posa+tesatura.

Si riporta il costo per unità di superficie del ponte oggetto della progettazione, dividendo il costo totale trovato da computo metrico estimativo per la superficie totale dell'impalcato che ha dimensione di 20,00 m x 250,00 m. Sono riportate inoltre le quantità riferite sempre all'unità di superficie per ciò che riguarda le incidenze della carpenteria metallica, del calcestruzzo e dell'acciaio per armature. Non sono stati inseriti i valori dei dispositivi di vincolo e dei giunti che di fatto hanno dei valori indipendenti dalla superficie dell'impalcato e non possono essere inseriti come voce in tale stima:

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO		
VOCE DI COMPUTO	QUANTITA'	COSTO (€)
IMPALCATO		7.071.900
Calcestruzzo	1.300,00 mc	156.000
Lastre predalles	5.200,00 mq	166.400
Acciaio per armature	149,50 t	149.500
Carpenteria metallica	3.000,00 t	6.600.000
Acciaio per stralli	1.800,00 m	360.000
PILONI E SPALLE		1.185.220
Calcestruzzo	11.764,00 mc	185.220
Acciaio per armature	1.000,00 t	1.000.000
FONDAZIONE		98.940
Calcestruzzo	582,00 mc	64.020
Acciaio per armature	34,92 t	34.920
PALIFICATE		1.147.764
Composizione	49 Ø 150 x 40 m L _{tot} = 1960 m	490
Calcestruzzo	3.462,00 mc	363.494
Acciaio per armature	294,27 t	294.270
DISPOSITIVI DI VINCOLO, ANTISISMICI E GIUNTI	4 shock-transmitters 3 ddv mobili unidirezionali 9 ddv mobili multidirezionali	110.000
TOTALE		
Carpenteria metallica	3.000.000 kg (576,92 kg/mq)	6.600.000 € (1.269,00 €/mq)
Calcestruzzo	17.108,2 mc (3,29 mc/mq)	1.847.885 € (355,30 €/mq)
Acciaio per armature	1.478.690 kg (284,36 kg/mq)	1.478.690 € (284,36 €/mq)
		Costo Totale = 9.973.824 € 1.994,76 €/mq

Figura 179: Tabella di computo metrico estimativo dell'opera con riferimento ai soli materiali

Si conclude che il costo totale per la realizzazione dell'opera è 9.973.824,00 €, e che la sua incidenza è 1995 €/mq.

CAPITOLO 10: STUDIO DEL MONTAGGIO DEL PONTE

10.1 I metodi di costruzione dei ponti in acciaio

Essi risultano:

- Estremamente vari e articolati, perché sono pressoché infinite le variazioni delle dimensioni, delle tipologie dei ponti, e delle condizioni al contorno;
- Fondamentali nel progetto del ponte, perché lo stato di sforzo nella struttura dipende dalla storia della sua costruzione;
- Infatti il progetto di un ponte nasce sempre insieme al progetto della sua costruzione.

Infine:

- Lo studio del sistema esecutivo e le problematiche connesse alla costruzione, crescono di importanza al crescere delle dimensioni della struttura.

All'aumentare della dimensione del ponte i metodi di costruzione si articolano in quattro procedure principali:

- Per assemblaggio in opera della struttura su supporti provvisori;
- Per assemblaggio a piè d'opera e successiva movimentazione;
- Con prefabbricazione fuori opera e successivo trasporto;
- Per assemblaggio in opera con formazione progressiva della struttura.

1. Montaggio per assemblaggio in opera di elementi trasportabili, mediante l'uso di sostegni provvisori: stilate, centine, pile provvisorie:

- E' il sistema più tradizionale;
- Prevede l'assemblaggio in opera, cioè nella sua posizione definitiva della struttura;
- E' possibile ove l'impalcato è poco alto da terra e se l'ostacolo da superare è accessibile con autogru per l'assemblaggio;
- E' possibile in assenza di corsi d'acqua profondi.

2. Montaggio per assemblaggio a "piè d'opera" in cantiere o fuori dal cantiere e successiva "movimentazione" (per luci di circa 40 – 150 metri):

- Traslazione longitudinale;
- Traslazione trasversale;
- Rotazione.

3. Macro prefabbricazione fuori opera, trasporto via mare sollevamento e montaggio in opera (per luci di circa 60 – 200 metri):

- Minimizza l'impiego di mano d'opera nelle fasi di montaggio;
- Minimizza l'interazione con il traffico di navigazione;
- Richiede la disponibilità di grandi mezzi di sollevamento.

4. Assemblaggio in opera di elementi o macroelementi con formazione progressiva della struttura (per luci da circa 150 a 2000 metri):

- Montaggio a sbalzo
 - è stato il metodo dei grandi ponti a travata dell'800;
 - è utilizzato nei grandi ponti ad arco mediante strallature provvisorie;
 - è il sistema di costruzione fondamentale dei ponti strallati;
- Montaggio con funi portanti
 - è il sistema di costruzione dei ponti sospesi.

10.2 Metodo di montaggio misto

Nella nostra situazione viene scelto un sistema combinato di montaggio ovvero:

- Montaggio dal basso tramite l'ausilio di gru reticolari montate sull'impalcato stesso del ponte che consentono di sollevare i conci di travi posizionati in un piazzale di lavoro situato in prossimità del pilone, e assemblare i conci di volta in volta proseguendo a sbalzo da entrambi i lati.
- Montaggio con spinta longitudinale prodotta da martinetti idraulici per le parti laterali del ponte. Si tratta di assemblare tutte le parti costituenti i tratti di impalcato che vogliamo varare in un'area di lavoro e si fa traslare l'impalcato su dei rulli che permetteranno di non creare attriti considerevoli.

10.3 Rappresentazione grafica delle fasi di montaggio del ponte

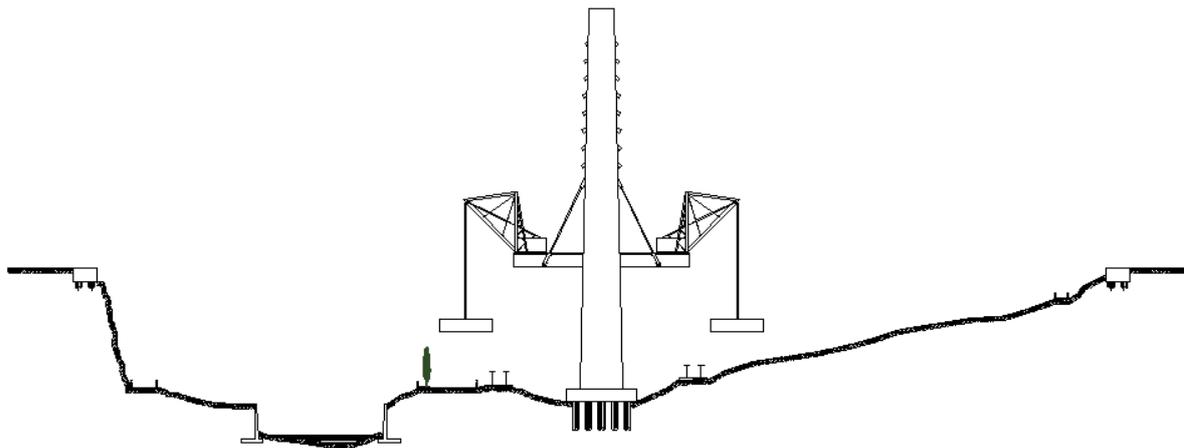


Figura 180: Montaggio dal basso per sollevamento dei conci, avanzamento a sbalzo da entrambi i lati

Nella fase di figura 180 riportata sopra, si procede al sollevamento degli elementi componenti l'ossatura principale dell'impalcato, compresi i diaframmi ed i traversi di ancoraggio degli stralli, in corrispondenza del collegamento si iniziano a predisporre gli stralli che saranno pretesi di volta in volta e sorreggeranno la struttura. Nella fase di figura 181, si sollevano gli ultimi conci di trave e si inizia l'allestimento dell'area di lavoro per il varo di spinta ottenuto con l'ausilio di martinetti idraulici. Intanto si costruiscono degli appoggi provvisori reticolari per il sostegno dell'impalcato in

fase di varo, queste ultime sono delle strutture rompi tratta, che limitano le eccessive frecce che si verranno a formare in seguito all'inflessione delle travate, e limitano i valori di sollecitazione in termini di momento flettente massimo.

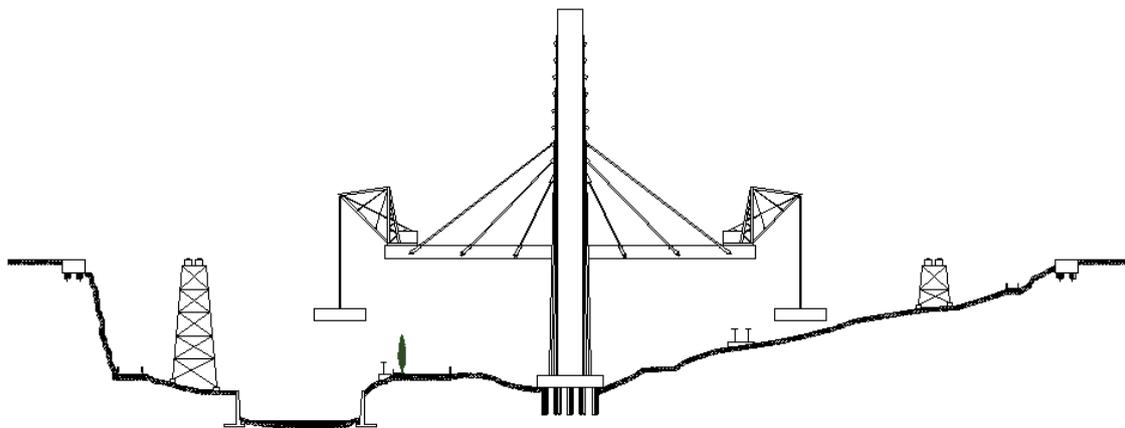


Figura 181: Costruzione delle torrette reticolari rompi tratta

Nella fase di figura 182, si inizia la fase di spinta dell'impalcato facendo uso di martinetti idraulici dotati di un pistone olio-pneumatico, che fanno leva su di un corpo tozzo in calcestruzzo armato in grado di sopportare le forti spinte provocate da questo dispositivo.

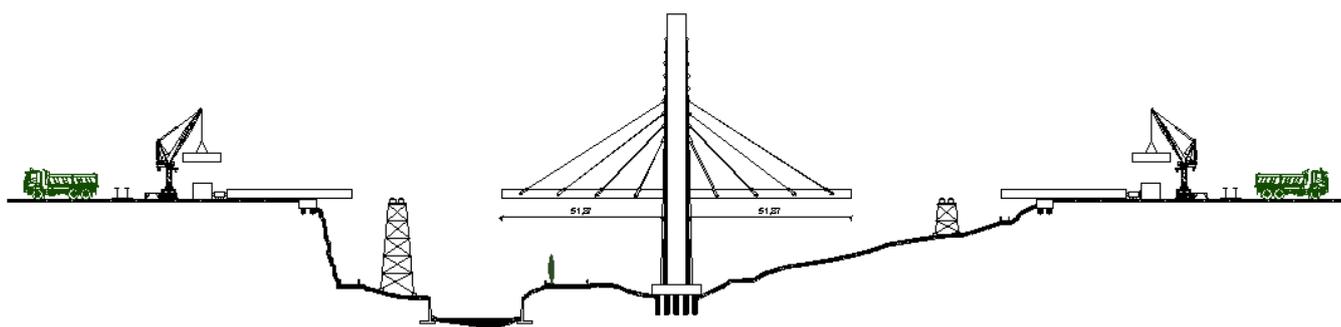


Figura 182: Allestimento dell'area di lavoro per le spinte longitudinali

Nella fase riportata in figura 183, si procede a spingere e si arriva sull'appoggio intermedio, una volta terminato il montaggio dei conci il martinetto deve essere via via spostato in avanti insieme ad dispositivo di contrasto e si continua a spingere fin quando non si arriva al lato opposto sostenuto dagli stralli.

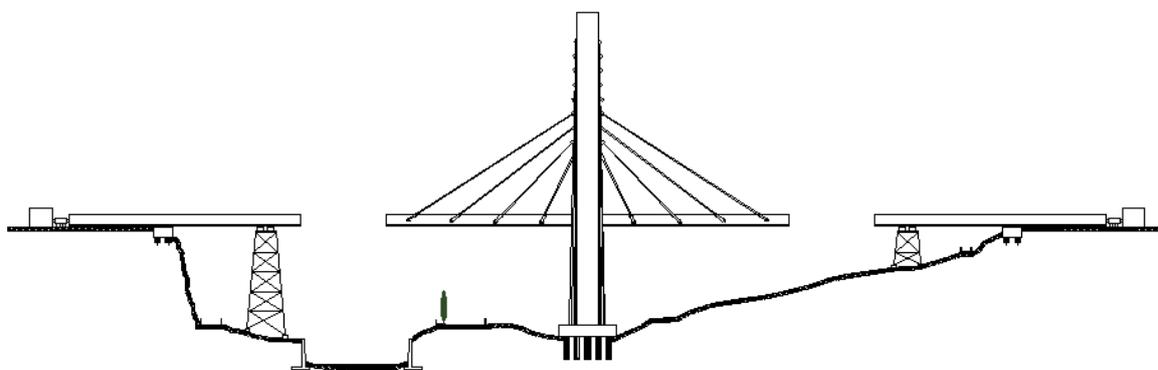


Figura 183: Spinta dell'impalcato con l'ausilio dei martinetti idraulici

Nella fase di figura 184, si procede con il collegamento degli stralli all'impalcato e con la loro tesatura, in questa fase non si smontano le torrette reticolari rompitratta perchè ancora assolvono la funzione di sostenere i carichi dovuti all'ossatura dell'impalcato.

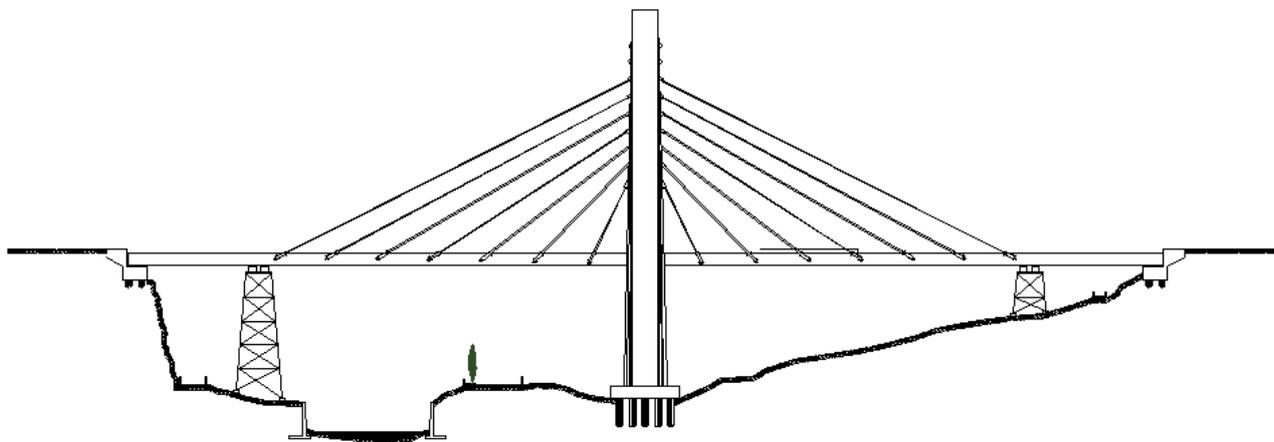


Figura 184: Ancoraggio degli stralli alla zona rimanente dell'impalcato

In ultimo nella fase riportata in figura 185, si predispongono i corrimani ed i guard rail d'impalcato e si passa alle ultime sistemazioni dell'opera. Il montaggio dell'opera risulta terminato.

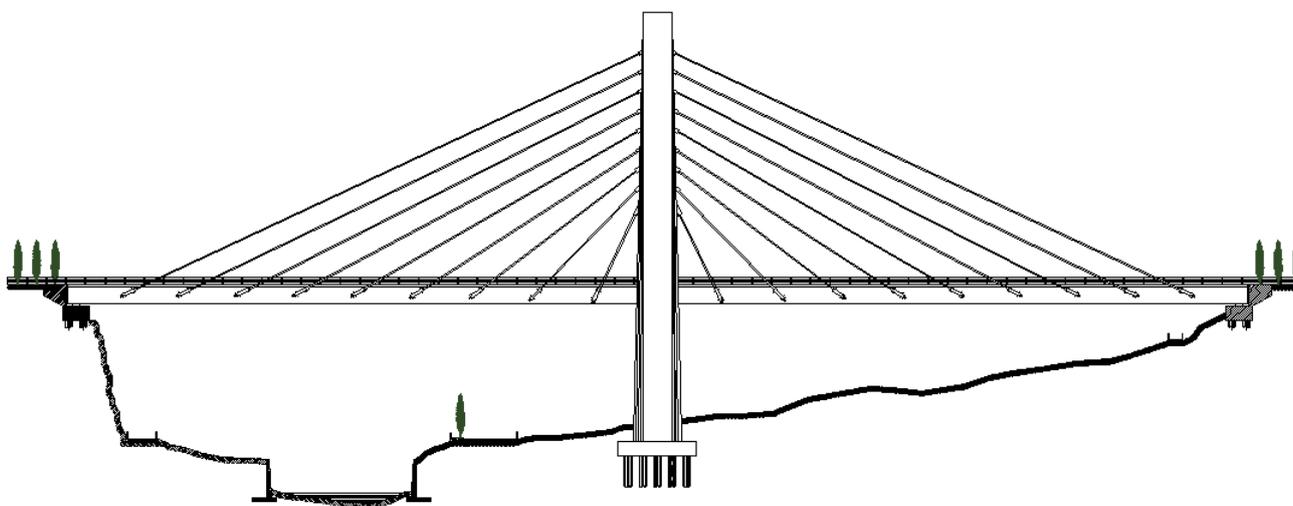


Figura 185: Opera completata e smontaggio delle strutture provvisionali

CONCLUSIONI

Lo studio dell'opera e del suo montaggio, hanno reso possibile l'individuazione di una soluzione competitiva, che comporta costi relativamente contenuti e rende possibile migliorare significativamente l'aspetto e l'inserimento dell'opera. Il risultato finale ottenuto è quello rappresentato nelle immagini seguenti, si riporta una bozza di 3D che ricapitola tutte le parti di cui si compone l'opera e due immagini render che fanno notare come viene inserita l'opera nel contesto paesaggistico. Non sono state fatte valutazioni di impatto ambientale a riguardo o studi specifici di altro genere, in questa tesi ci si è limitati allo studio strutturale dell'intera opera. Il computo metrico effettuato è relativo solo alle parti strutturali, non sono compresi gli oneri di impresa e costi aggiuntivi di sicurezza. In figura sotto (fig.186) si rappresentano tutte le parti strutturali dell'opera progettata:

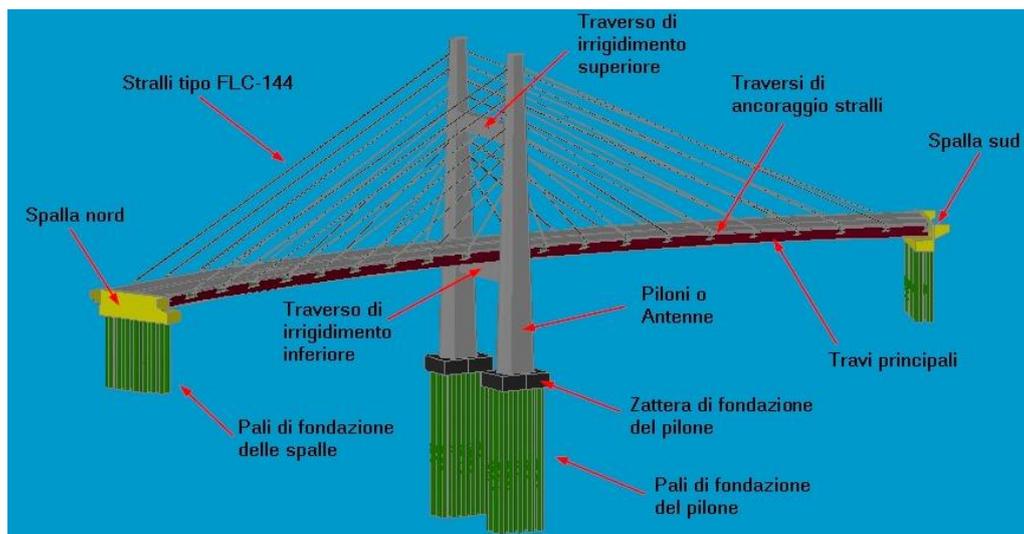


Figura 186: Visualizzazione 3D delle parti strutturali che compongono l'opera

L'inserimento dell'opera nel contesto ambientale di riferimento viene riportata nella seguente immagine:



Figura 187: Visualizzazione renderizzata del ponte

Si riporta un'ulteriore vista in prossimità dell'imbocco della spalla sud del ponte:



BIBLIOGRAFIA

- [1] Walther R. Cable stayed bridges, Thomas Telford, London, 1999.
- [2] Troitsky M.S., Cable stayed Bridges, Theory and Design, Crosby Lockwood Staples, London, 1977.
- [3] De Miranda F., I ponti strallati di grande luce, Ed. Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1980.
- [4] Gimsing N.J., Cable supported Bridges, Concept & Design, John Wiley & Sons, Chichester, 1996.
- [5] M.P Petrangeli, Progettazione e costruzione di ponti, Masson, Milano, 1997.
- [6] L. Sanpaolesi, P. Croce, Azioni nella progettazione dei ponti, Tipografia Editrice Pisana, Pisa, 2005.
- [7] P. Matildi, G. Matildi, Ponti metallici: esperienza vissute, Cimolai, Pordenone, 1990.
- [8] F. Leonhardt, Bridges: aesthetic and design, The Architectural Press, Londra, 1982.
- [9] N.J. Gimsing, Cable supported bridges: concept and design, Wiley, Chichester, 1983.
- [10] F. De Miranda, Il ponte strallato: soluzione attuale al problema dei ponti di grande luce, Costruzioni Metalliche n°1, 1971.
- [11] F. De Miranda, Ponti a struttura d'acciaio, CISIA, Milano, 1972.
- [12] D. Danieli: I ponti strallati: problemi relativi ai cavi di sospensione, Costruzioni Metalliche n°1, 1978.
- [13] S. Caramelli, P. Croce, Le verifiche a fatica dei ponti in acciaio, Costruzioni Metalliche n°6, 2000.
- [14] D.M. 14 Gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [15] UNI-ENV 1993-2 (Eurocodice 3), Progettazione delle strutture di acciaio, UNI, Milano, Maggio 2002.
- [16] E. Viola, Fondamenti di Dinamica e Vibrazione delle Strutture, Vol. II, Pitagora Editrice, Bologna 2001.
- [17] Naeim F. Kelly J.M., Design of Seismic Isolated Structures, Jhon Wiley & Sons, Inc., New York, 1999.
- [18] Scheda Tecnica: Stay Cabless dal sito www.tensacciai.it
- [19] Scheda Tecnica: Stay Cabless dal sito www.alga.it
- [20] Scheda Tecnica: Stay Cabless dal sito www.fip-group.it
- [21] Matildi: Impalcati in piastra ortotropa e sezioni miste in acciaio-calcestruzzo.
- [22] Priestly, Calvi, Kowalsky: "Displacement – Based Seismic Design of Structures".
- [23] P. Pozzati. C. Ceccoli, "Teoria e Tecnica delle Strutture", Vol. 2, Sistemi di travi- l'interpretazione elastica, UTET Torino, 1980.

- [24] O. Belluzzi, "Scienza delle Costruzioni", Vol. 2, Zanichelli Bologna, 1947.
- [25] CNR – DT207/2008, Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni, Roma 2009.
- [26] A.M.S. Freire, J.H.O. Negrão, and A.V. Lopes. Geometrical nonlinearities on the static analysis of highly flexible steel cable-stayed bridges. *Computers & Structures*, 2006.
- [27] R.E. Gilsanz and J.M. Biggs. Cable-stayed bridges: degrees of anchoring. *Journal of Structural Engineering*, 109, 1983.
- [28] H. M. Irvine. *Cable structures*. Dover Publications, New York, 1992.
- [29] R. Karoumi. Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges. *Computers & Structures*, 1999.
- [30] P.G. Malerba. *I ponti strallati. Il contributo di Francesco Martinez Y Cabrera*, 2005. Politecnico di Milano, P.za L. da Vinci, Milano, Italy.
- [31] F. Selleri. *I ponti strallati*. Tipografia editrice pisana, Pisa, 1992.
- [32] R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia, and J.F. Klein. *Cable stayed bridges*. Thomas Telford Publishing, London, 1999.
- [33] S.P. Seif and W.H. Dilger. Nonlinear analysis and collapse load of P/C cablestayed bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116, 1990.