

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA

IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

TESI DI LAUREA

in

INGEGNERIA PORTUALE

Progettazione e calcoli per un pontile ad uso ricreativo

In località Riccione

CANDIDATO

Federico Conconi

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Alberto Lamberti

CORRELATORE:

Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

INDICE

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 Descrizione della Passerella Pedonale	5
- 1.1 Decisioni preliminari di tipo strutturale	
CAPITOLO 2: Analisi dei carichi	2
- 2.1 Pesi propri dell'impalcato	
- 2.2 Carichi accidentali	
- 2.3 Forza del vento in direzione orizzontale	
- 2.4 Forza del vento in direzione verticale	
- 2.5 Valutazione dell'azione sismica	
- 2.6 Combinazione dei carichi di progetto	
CAPITOLO 3: Modellazione	27
- 3.1 Creazione del modello agli elementi finiti	
- 3.2 Fasi della modellazione	
- 3.3 Tipo di analisi effettuata	
CAPITOLO 4: Verifiche di resistenza degli elementi strutturali della passerella	37
- 4.1 Verifica delle travi Longitudinali	
- 4.2 Verifica delle travi Trasversali	
- 4.3 Verifica dei controventi di impalcato	
- 4.4 Verifica dell'Arco portante	
- 4.5 Verifica degli stralli di sostegno	
- 4.6 Collegamenti tra gli elementi dell'impalcato	
CAPITOLO 5: Opere a terra e opere di fondazione	55
- 5.1 Verifica della spalla di sostegno a terra della passerella	
5.1.1 Verifica al ribaltamento	
5.1.2 Verifica allo scorrimento	
5.1.3 Verifica della capacità portante del terreno	
5.1.4 Verifica della sezione in CLS della mensola verticale	
5.1.5 Verifica della sezione in CLS della trave di fondazione	
5.1.6 Verifica della sezione in CLS della soletta superiore	
5.1.7 Verifica dei tirafondi della piastra di sostegno	

- 5.2 Verifica della spalla di aggancio dei tiranti a terra
 - 5.2.1 Verifica al ribaltamento
 - 5.2.2 Verifica allo scorrimento
 - 5.2.3 Verifica della capacità portante del terreno
 - 5.2.4 Verifica della sezione in CLS della mensola verticale
 - 5.2.5 Verifica della sezione in CLS della trave di fondazione
 - 5.2.6 Verifica dei tirafondi di ancoraggio degli stralli a terra
- 5.3 Plinto di sostegno dell'arco
 - 5.3.1 Capacità portante del palo di fondazione
 - 5.3.2 Verifica delle armature del plinto
 - 5.3.3 Verifica dei tirafondi di ancoraggio alla base dell'arco

CAPITOLO 6:Descrizione del Pontile Marino su pali 77

- 6.1 Scelta dei materiali delle opere a mare
- 6.2 Scelte progettuali in ambito strutturale

CAPITOLO 7: Analisi dei carichi gravanti sul pontile marino 82

- 7.1 Pesi propri del pontile
- 7.2 Carichi accidentali: Folla
- 7.3 Azione del moto ondoso. Formula di Hiroi
- 7.4 Azione sismica

CAPITOLO 8: Modellazione della struttura portante del Pontile marino 89

CAPITOLO 9: Verifiche di resistenza degli elementi strutturali del Pontile marino 95

- 9.1 Travi π prefabbricate
- 9.2 Travi di collegamento a "T" rovescia
- 9.3 Verifica del palo di sostegno

CAPITOLO 10: ELABORATI GRAFICI

- TAV 1. Architettonico di partenza: Pianta e prospetto (1:500)
- TAV 2. Prospetto passerella (1:200) Sezione laterale passerella (1:20)
- TAV 3. Pianta passerella pedonale (1:200) Particolari (1:50)
- TAV 4. Sezione passerella pedonale (1:20) Giunti di collegamento (1:20)
- TAV 5. Pianta opere a terra (1:100) Sezioni e particolari (1:50)
- TAV 6. Pianta Strutturale del pontile su pali. (1:500) Pianta con allestimenti. (1:500)
- TAV 7. Sezioni impalcato del pontile (1:50) Particolari: Palo e trave di sostegno (1:20)

INTRODUZIONE

L'argomento di questo elaborato è la stesura del progetto strutturale, con annessa relazione di calcolo, di un pontile ad uso ricreativo in località Riccione.



Figura 1: Render generale dell'opera

Il pontile marino di Riccione rappresenta un'opera pubblica in Project Financing ai sensi dell'art. 153 D.Lgs. 163/06 proposta al comune di Riccione nel 2008. Il project financing, mutuato nel nostro ordinamento giuridico dal sistema anglosassone, avviene con regolare gara d'appalto (legge n. 415 del 18/11/1998, emanata a parziale riforma della legge quadro in materia di lavori pubblici: n.109/1994, più nota come legge Merloni). Il costo previsto dell'opera (circa 4 milioni) graverà sui privati, un consorzio Ravennate di imprenditori, che si sono aggiudicati la gara e che avranno in cambio la gestione per 32 anni dei locali pubblici e dell'attracco delle barche alla fine del pontile.

L'obiettivo di questa struttura è stato, da un punto di vista urbanistico, da subito ben chiaro:” *la classica “vasca” in viale Ceccarini non terminerà più in piazzale Roma ma proseguirà per altri 200 metri e, attraversando la spiaggia, permetterà di camminare sulle acque del mare Adriatico*” parole del neo Sindaco Pironi che aggiunge:” *L'Arco, oltre ad avere una funzione "portante"rispetto alla passerella pedonale del pontile grazie alle 20 funi d'acciaio, ne avrà una più estetica, e connoterà in modo molto marcato piazzale Roma e l'intera città”.*



Figura 2: Render struttura

Proprio questa volontà di rendere l'opera un simbolo della città è stata alla base della decisione di posizionare l'arco di sostegno a 45° rispetto al litorale, rendendolo così facilmente visibile anche da molto lontano. Anche il luogo specifico in cui realizzare l'opera è infatti un punto simbolo per la città: ci troviamo proprio in prossimità dell'intersezione tra Viale Ceccarini ed il lungomare, Viale Milano, in prossimità di Piazzale Roma.



Figura 3: Render Generale

Essendo il progetto molto importante ed ambizioso vede la collaborazione di molti tecnici che hanno diviso il lavoro in questo modo: Il progetto architettonico della parte a terra è stato sviluppato dall'Ing. Ivo Castellani e dall'Arch. Giovanni Morri; il progetto architettonico della parte a mare invece, verrà sviluppato dallo Studio Stefano Rossi architetto; il progetto delle strutture invece sarà a cura dell'Ing. Roberto Tassinari.

Allo stato dei fatti l'avanzamento dell'opera risente non poco delle lungaggini burocratiche del nostro paese; Infatti, nonostante l'inizio lavori fosse stato fissato per l'Ottobre 2010, ad oggi è stato presentato presso il Comune di Riccione il solo disegno architettonico, di cui i render

presenti in relazione fanno parte. L'obiettivo del mio elaborato è quindi di realizzare tutte le valutazioni di carattere tecnico strutturale a supporto del progetto architettonico, gentilmente fornitomi dall'Ing. Roberto Tassinari.

La volontà di rispettare fedelmente il disegno architettonico di partenza ha imposto di non apportare nessun tipo di modifica all'impianto generale del progetto; per questo non è stato fatto alcun cambiamento né alle dimensioni né all'orientamento della struttura né delle singole parti. Dall'altra la totale assenza di un progetto esecutivo ha dato carta bianca per tutte quelle valutazioni che competono ad un ingegnere strutturista come ad esempio la scelta dei materiali da utilizzare, il tipo di collegamenti, la tipologia di impalcato della passerella e del Pontile Marino su pali

Le prime riflessioni sul materiale fornitomi hanno subito evidenziato come la struttura sia divisa in due parti molto diverse tra loro come concezione strutturale.

- **Parte a terra: Passerella pedonale strallata sorretta da un arco di sostegno**
- **Parte a mare: Pontile tipo "Pier" di grande estensioni costruito su pali.**

La prima appartiene infatti alla categoria dei ponti, in questo caso pedonali, strallati e quindi in generale alle tenso-strutture. Sono queste strutture molto snelle e architettonicamente affascinanti che hanno avuto negli ultimi anni una grande riscoperta nel nostro paese, soprattutto in tempi recenti la loro fama è legata al nome del grande architetto Santiago Calatrava che ne ha realizzato molte, alcune anche nel nostro paese. Proprio in Emilia Romagna sono presenti tre sue realizzazioni. A Reggio Emilia infatti nel nell'Ottobre 2007 sono stati inaugurati i tre ponti: i due laterali Fig. 4 ricordano molto la forma del progetto in esame: Sono infatti ponti gemelli. Il pilone ad arco, al contrario del ponte centrale, è ortogonale al senso di marcia delle auto ed è alto 70 metri.



Figura 4: Ponte strallato di Reggio Emilia S. Calatrava

La seconda parte invece ricade in pieno in una categoria di opere marittime, chiamate PIER (Pontile), che si realizzano su pali ad una certa altezza sul livello medio del mare . Queste opere, diffuse soprattutto negli Stati Uniti e in Inghilterra, hanno avuto una grande diffusione in tutto il mondo soprattutto nei decenni passati. Possono raggiungere anche dimensioni notevoli, Pier di Scheveningen , (Olanda) e permettono di prolungare, perpendicolarmente alla costa, l'estensione di un centro abitato.



Figura 5: Pier di Scheveningen

Il più importante costruito in Italia e quello di Marina di Massa adibito al solo passaggio delle persone come si può vedere dalla foto sotto.



Figura 6: Pier di Marina di Massa

Dopo queste considerazioni è dunque possibile raggruppare i pontili in due classi principali: i pontili a scopo ricreativo (Pleasure Pier) e quelli a scopo lavorativo e produttivo (Working Pier). I primi, tra i quali ricade la nostra opera, costituiscono un'attrazione turistico-sportiva in quanto permettono passeggiate per ammirare il paesaggio (soprattutto nelle zone dove le escursioni mareali sono elevate) e consentono la pesca sportiva. I principali esempi sono: Scheveningen Pier (Netherlands), pier of Blankenberge (Belgium), Vicotrian pier at Calvedon, Somerset (England).

CAPITOLO 1: DESCRIZIONE DELLA PASSERELLA PEDONALE

Come specificato nel paragrafo introduttivo la struttura è divisa dal punto di vista sia strutturale che architettonico in due parti molto differenti tra loro: La passerella pedonale e il pontile Marino su pali. La passerella di arrivo al pontile ha lo scopo di rendere possibile l'attraversamento della spiaggia senza la costruzione di alcuna opera in prossimità della battigia. Come si può vedere dalla Fig. 7 la passerella oltrepassa la spiaggia ad un'altezza di 4.5m per i 40 metri iniziali oltre i quali inizia ad abbassarsi con una pendenza del 5% fino ad arrivare al pontile su pali.



Figura 7: Render della passerella

Gli elementi costitutivi della passerella pedonale sono principalmente tre:

- L'arco di sostegno, di altezza 30m, realizzato unendo 11 profili di acciaio con sezione circolare.
- Gli stralli di sostegno, 20 in tutto, che sostengono l'attraversamento pedonale.
- L'impalcato metallica che sorregge il piano di calpestio in legno della passerella pedonale la cui lunghezza totale è di 70m .

L'insieme di questi elementi costituisce la struttura completa del Ponte Pedonale che risulta nel complesso molto leggero e snello. Gli elementi risultano per questo motivo molto sollecitati, soprattutto se si pensa a tutte le diverse condizioni in cui si potrà trovare la struttura nel corso della sua vita utile. Per questo è facile intuire l'importanza della scelta dei materiali e delle modalità costruttive e realizzative. Nei prossimi due paragrafi sono elencate e brevemente spiegate le riflessioni preliminari svolte prima della fase di progettazione vera e propria.

Di seguito vengono brevemente elencate le dimensioni della passerella pedonale, dei suoi elementi costitutivi e del Pontile Marino

- lunghezza struttura dalla pavimentazione di piazzale Roma alla battigia pari ad 83 m (di cui 70 costituiscono l'impalcato del pontile);
- lunghezza struttura dalla battigia alla parte finale pari a 191.5 m;
- dimensioni palco piazza: 27 m * 25 m * 1.50 m;
- dimensioni piazza pontile: 61.20 m * 30 m, (circa 2000 m², di cui 400 adibiti a commerciale);

- arco strallato di forma parabolica:
 - a. h (altezza) = 30 m;
 - b. b (base) = 31 m;
 - c. diametro sezione tubolare = 80 cm; sp = 30 mm;
 - d. inclinazione arco rispetto alla passerella = 45°;

- stralli d'acciaio:
 - a. numero di stralli = 20;
 - b. diametro = 30 mm;
 - c. lunghezze = 14 ÷ 47 m;

- passerella pedonale sorretta dall'arco:
 - a. lunghezza = 70.0 m;
 - b. larghezza calpestabile = 5.50 m;
 - c. altezza variabile tra 4.00 e 5.00 m;
 - d. sovraccarico di folla compatta = 500 kg/m²;

1.1 DECISIONI PRELIMINARI DI TIPO STRUTTURALE

Come detto nel paragrafo introduttivo il progetto in esame è facilmente divisibile in due parti. Facciamo ora riferimento alla prima cioè la passerella pedonale strallata. La passerella pedonale che ci apprestiamo a studiare è un tipo di opera che ricade nella categoria delle TENSO-STRUTTURE. Partendo dal disegno architettonico iniziale si sono dovute effettuare delle scelte progettuali circa vari aspetti del problema: materiali, modalità costruttive, tecniche costruttive tipo di collegamenti. Queste scelte vengono ora brevemente descritte per motivare tutti gli studi fatti di seguito.

- **Materiali da utilizzare:** Le tenso-strutture sono strutture particolarmente snelle e slanciate. L'obiettivo principale è quello di sfruttare i materiali al massimo cioè facendoli lavorare a trazione. Questo è possibile solo per alcuni degli elementi della struttura, nel nostro caso stralli e diagonali di impalcato. Altri sono invece compressi come ad esempio le travi longitudinali dell'impalcato. Avendo per questo bisogno di materiali ad alte resistenze si decide di realizzare la struttura portante dell'impalcato in acciaio da carpenteria ad alta resistenza Fe 510 (S355), le cui caratteristiche sono presenti in relazione in conformità a

quanto riportato nell'Eurocodice 3 (UNI EN 1993) in materia di costruzioni in acciaio. Per l'arco di sostegno invece la scelta dell'acciaio Fe 510 (S355) come materiale era più vincolante visto il tipo di sollecitazioni che prevediamo applicate. Sempre per quanto riguarda l'impalcato il progetto architettonico lo prevedeva rivestito in legno. Per questo sono state predisposte delle baracche laterali ed inferiori in legno lamellare di rivestimento. In seguito allo studio del comportamento strutturale della passerella è stata prevista l'applicazione all'impalcato di una soletta in cls di piccolo spessore. Le opere a terra sono chiaramente in calcestruzzo armato scelto in conformità con la norma UNI-EN 206-1.

- **Modalità costruttive:** L'impalcato del ponte ha una luce di 70 m ed una larghezza di calpestio di 5.5m. Gli stralli arrivano all'impalcato ogni dieci metri. Quindi, al di là delle considerazioni sulle azioni di compressione che nasceranno nelle travi longitudinali, servono elementi che coprano una luce di 10 m. Per questo motivo l'orditura viene realizzata con 3 travi longitudinali HE 600A di 5 m ciascuna che si susseguono longitudinalmente. Trasversalmente, ogni 5 m appunto, queste travi vengono unite da profili HE400A la cui funzione principale è distribuire le azioni tra le varie travi limitando anche eventuali effetti torsionali. La ripartizione dei carichi orizzontali, sempre al livello dell'impalcato, viene affidata ai diagonali realizzati con profili circolari pieni di piccolo diametro 3 Cm.
- **Tipo di collegamenti.** I collegamenti da prevedere sono numerosi e molto diversi tra loro. Dobbiamo unire le travi principali e secondarie tra loro, e questo verrà fatto bullonando i profili tramite delle piastre meccaniche. Questo tipo di collegamento è stato paragonato alla saldatura e preferito ad essa pensando alle modalità di montaggio dell'opera ed alla facilità di realizzazione. Dobbiamo poi prevedere gli agganci degli stralli sia dalla parte dell'impalcato che dell'arco. Questi collegamenti sono molto tecnici e vengono progettati dalle ditte specializzate che forniscono gli stralli ed i materiali per le tenso-strutture. È stata però fatta una ipotesi di aggancio di impalcato tenendo conto della direzione arbitraria degli stralli, dovuta alla asimmetria dell'arco. Procediamo con i collegamenti a terra dell'impalcato da realizzare con appositi giunti di dilatazione posizionati in prossimità dell'aggancio a terra e in prossimità della banchina a mare. Restano da elencare i due agganci degli stralli a terra, realizzati affogando nel calcestruzzo i tirafondi in acciaio FE510 (S355), e i collegamenti della base dell'arco, anche essi realizzati con i tirafondi.

CAPITOLO 2: ANALISI DEI CARICHI

2.1 PESI PROPRI DELL'IMPALCATO

La struttura portante della passerella, di cui la sezione è rappresentata in Tavola 4, viene realizzata con un doppia orditura di travi in ferro alla quale viene sovrapposta una soletta in cls al fine di realizzare il piano di calpestio e di stabilizzare l'impalcato. Questi elementi costituiscono il peso proprio dell'impalcato ai quali si aggiungono gli impianti e le strutture di ritegno delle persone, elementi trascurabili dal punto di vista dei carichi.

Peso proprio travi di sostegno

TRAVI		n°	l	Area	P[KN]	Q[KN/m2]
LONGITUDINALI	HEA600	3	10	0.0226	53	1.06
TRASVERSALI	HEA400	3	5	0.0159	18	0.37
TOTALE						1.43

Tabella 1: Pesi propri strutturali

La realizzazione di una struttura così snella e leggera esige l'utilizzo di materiali ad alta resistenza. La scelta dei profili ricade sugli HE in grado di fornire alte resistenze nelle due direzioni del piano. Tale necessità deriva, come vedremo nel capitolo della modellazione dal particolare funzionamento di una passerella strallata. La struttura portante dell'impalcato è perciò realizzata con questi elementi; più specificatamente vengono progettate le travi longitudinali con degli HEA 600 e quelle trasversali con gli HEA 400 i cui pesi propri in relazione alla lunghezza vengono riportati in Tab. 1

Il materiale costituente previsto per la realizzazione degli elementi è un acciaio da carpenteria FE 510 (S355), le cui caratteristiche fisiche e meccaniche sono di seguito riportate in conformità a quanto riportato nell'Eurocodice 3 (UNI 1993) in materia di costruzioni in acciaio.

ACCIAIO Fe 510	
RESISTENZA A SNERVAMENTO	355MPa
RESISTENZA A ROTTURA	510MPa
COEFF. DI POISSON	0.3
MODULO DI ELASTICITA'	210000Mpa
COEFF TERMICO	12 10 ⁻⁶
PESO SPECIFICO	78.5 Kn/m ³

Tabella 2: Caratteristiche acciaio

Peso proprio soletta

La soletta si realizza posizionando, sulle travi longitudinali, una lamiera grecata come quella in Tab. 3 dove gettare il cls per un altezza totale di 12cm. Il peso a metro della soletta dipende dallo spessore (s=12mm) quello del calcestruzzo dall'area che viene di seguito calcolata.

$$P. P \text{ soletta} \quad q_{sol} = 0.1597 \text{ KN/m}^2$$

$$P. P \text{ massetto} \quad q_{mass} = \left[\frac{(0.04+0.068) \cdot 0.075}{2} + (0.129 + 0.068) \cdot 0.045 \right] \cdot 5.5 \cdot \gamma_{cls}$$

Spessori Thickness mm	Caratteristiche statiche della sezione Static characteristics of the section				CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN Kg/m ² , FRECCIA ≤1/200 MAXIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD IN Kg/m ² , DEFLECTION ≤1/200																									
	Peso Weight Kg/m ²	▲▲		▲▲▲		Interasse - Inter-axis m										Interasse - Inter-axis m														
		J cm ⁴ /m	W cm ³ /m	J cm ⁴ /m	W cm ³ /m	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	5,75	6,00	
0,6	7,98	61,31	14,07	61,31	18,29	1857	825	464	297	183	115	93	77	64			2901	1289	725	464	322	218	146	102	74					
0,7	9,31	75,15	17,52	75,15	22,38	2312	1027	578	369	224	141	114	94	78	66		3613	1605	903	578	401	267	179	125	91	68				
0,8	10,64	89,66	21,23	89,66	26,61	2802	1245	700	448	267	168	137	112	94	79	67	4379	1948	1094	700	486	319	213	150	109	82	72	63		
1,0	13,31	120,43	29,43	120,43	34,85	3883	1728	971	621	359	226	184	151	126	106	90	77	5750	2555	1437	920	638	428	287	201	147	110	96	85	
1,2	15,97	153,15	38,28	153,15	42,04	5052	2245	1263	790	457	288	234	192	160	135	115	98	8936	3082	1734	1109	770	545	365	256	187	140	123	108	
1,5	19,97	205,02	49,25	205,02	52,82	6500	2889	1625	1040	612	385	313	258	215	181	154	132	8715	3873	2178	1394	968	711	489	343	250	188	164	144	

Tabella 3: Caratteristiche soletta

$$q_{mass} = 1.78 \text{ KN/m}^2$$

La soletta, con la quale si realizza anche la pendenza "a schiena d'asino" del piano di calpestio, viene rivestita con assi in legno di betulla (7 KN/m²) di spessore 3 cm ordite longitudinalmente il cui peso proprio sarà:

$$P. P \text{ pav. in legno} \quad q_{pav,legno} = 0.03 \cdot 7 = 0.21 \text{ KN/m}^2$$

Il totale dei pesi propri dell'impalcato, senza distinguere tra strutturali e non strutturali, viene di seguito calcolato.

$$P. P \text{ impalcato} \quad q_{imp} = q_{sol} + q_{mass} + q_{travi} + q_{pav,legno} = 3.58 \text{ KN/m}^2$$

2.2 CARICHI ACCIDENTALI

I sovraccarichi da applicare alla struttura sono stati ricavati dalle nuove norme tecniche DM 20/3/2008 nel capitolo 3. Per la struttura in esame si fa riferimento, oltre che alle azioni antropiche di vento e neve, alle sollecitazioni dovute al transito di un gran numero di persone. La normativa ci fornisce questo valore in funzione del tipo di struttura da realizzarsi e li riassume in Tab. 4

	Ambienti	q_k KN/m²	Q_k KN	H_k KN/m
A	Ambiente ad uso residenziale Locali di abitazioni e relativi servizi, alberghi	2.0	2.0	1.0
B	Uffici B1 Uffici non aperti al pubblico B2 Uffici aperti al pubblico	2.0 3.0	2.0 2.0	1.0 1.0
C	Ambienti suscettibili di affollamento C1= ospedali, scuole, bar C2= Cinema, teatri, chiese tribune con posti fissi C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, musei, sale esposizione, edifici per eventi pubblici	3.0 4.0 5.0	2.0 4.0 5.0	1.0 2.0 3.0
D	Ambienti uso commerciale D1 Negozi D2 centri commerciali	4.0 5.0	4.0 5.0	2.0 2.0
E	Biblioteche, archivi, magazzini E1 biblioteche, archivi, magazzini E2 Ambienti ad uso industriale	>6.0 - -	6.0 - -	1.0 - -
F-G	Rimesse e parcheggi F Rimesse e parcheggi per il transito a pieno carico fino a 30KN G Rimesse e parcheggi per il transito a pieno carico superiore ai 30KN	2.5 - -	2x10.0 - -	1.0 - -
H	Coperture H1 accessibili per sola manutenzione H2 coperture praticabili H3 coperture speciali (caso per caso)	0.5 - -	1.2 - -	1.0 - -

Tabella 4: Tabella carichi DM2008

La passerella ricade in Categoria C più precisamente C3 : Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, edifici per eventi pubblici, palazzetti dello sport. A tale categoria è associato il valore di $q_k = 5.0 \frac{KN}{m^2}$ come carico distribuito verticale. Per valutare invece gli effetti dinamici associati al transito pedonale si considera il valore di $H_k = 3.0 \text{ KN/m}$ applicato orizzontalmente alla lunghezza della passerella. Tali sollecitazioni verranno opportunamente combinate per i vari stati limite come descritto nei prossimi paragrafi.

$$\text{Carichi Folla} \quad q_{folla,vert} = 5 \frac{KN}{m^2} \quad q_{folla,oriz} = 3.0 \frac{KN}{m}$$

2.3 FORZA DEL VENTO DIREZIONE ORIZZONTALE

Il sovraccarico dovuto alla neve, trattandosi di una struttura in riva al mare non è stato calcolato; quello della folla invece è stato valutato secondo le indicazioni del DM 2008 capitolo 3.

L'obiettivo è stimare la pressione cinetica di riferimento q_{sz} in cui compaiono la densità dell'aria (nota) e la velocità di riferimento da valutare.

Pressione cinetica di picco
$$q_{sz} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aria} \cdot C_e \cdot v_p^2$$

Dove

$$\rho_{aria} = 1.25 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$C_e = \text{Coef. di esposizione}$

$v_p = \text{Velocità di picco per il sito}$

ZONA	DESCRIZIONE	v_p	a_o	K_s
2	Emilia Romagna	25	750	0.015

Tabella 5: Zone DM 2008

Calcolo del coefficiente di esposizione

Nella seguente formula presente nel testo unico al paragrafo 3.3.7 la quota z viene misurata nel punto più alto dell'impalcato cioè $z=6.8\text{m}$

Coeff. di esposizione
$$C_e = K^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z > z_0$$

Per utilizzare la formula e valutare il coeff. di esposizione è necessario definire la classe di rugosità del sito (classe D nel caso specifico) e in funzione della zona (zona 2 Emilia Romagna) la categoria di esposizione.

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,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 6: Classi di rugosità

Come deducibile dalla Tab. 8 essendo l'opera proprio in prossimità del mare la categoria da utilizzare per valutare i coefficienti K_R , Z_0 , Z_{min} è la numero 1.

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	K_R	Z_0	Z_{min}
1	0.17	0.01	2
2	0.19	0.05	4
3	0.2	0.1	5
4	0.22	0.3	8
5	0.23	0.7	12

Tabella 7: Categorie di esposizione

Coeff. esposizione $C_e = 0.17^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{6.8}{0.01}\right) \cdot \left[7 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{6.8}{0.01}\right)\right] = 2.54$ per $z > z_0$
 coefficiente dell'azione del vento C_{fx} si determina in funzione del rapporto tra la larghezza del ponte $b = 6000$ [mm] e l'altezza dell'impalcato sommata al fronte esposto alle raffiche rappresentato dal parapetto schermato $d = 1000 + 750 = 1750$ mm [mm].

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare	2 km	10 km	30 km		
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						

Tabella 8: Zone di esposizione DM 2008

Per questo caso di studio il rapporto $\frac{B}{d} = \frac{6000}{1750} = 3.4$ ci permette di ricavare tramite il grafico della Tab. 9 un fattore moltiplicativo di 1.4 da moltiplicarsi al C_e

$$C_y = C_e \cdot C_{F,y} = 2.54 \cdot 1.4 = 3.56$$

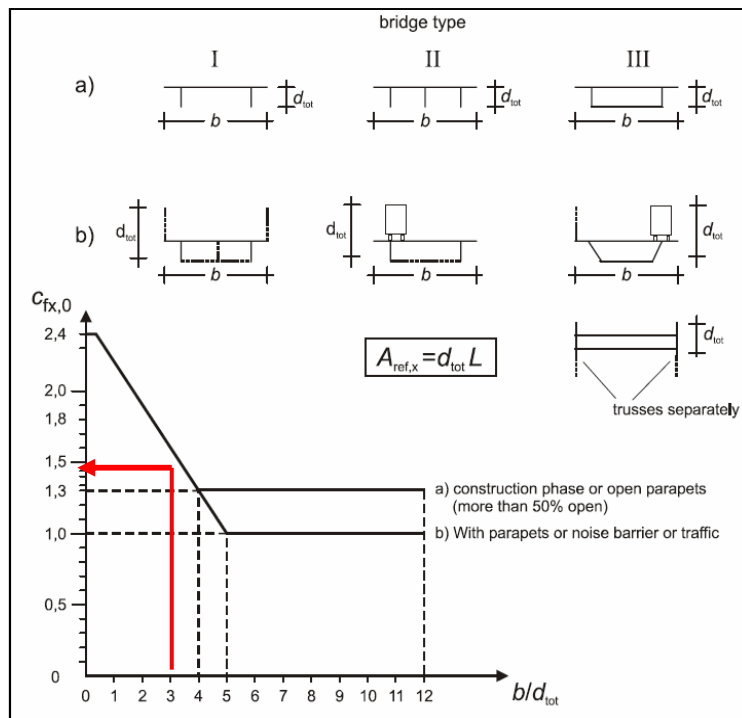


Tabella 9: Coefficienti d'azione

Siamo finalmente in grado di valutare la pressione di picco orizzontale da applicare all'impalcato.

Pressione cinetica di picco
$$q_{sy} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aria} \cdot C_e \cdot v_p^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 3.56 \cdot 25^2 = 1390 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Questo valore moltiplicato per l'area laterale dell'impalcato darà le forze orizzontali da applicare ai nodi per il calcolo. Consideriamo una lunghezza di 10 m in modo da applicare tali forze concentrate orizzontali nei nodi in prossimità dei quali si agganciano gli stralli di sostegno.

Forza del vento orizzontale
$$F_{sy} = q_{sy} \cdot A_l = 1390 \cdot 10 \cdot 1.75 = \pm 24325 \text{ [N]}$$

2.4 FORZA DEL VENTO VERTICALE

Il calcolo dell'azione del vento in direzione verticale è del tutto analogo a quello appena svolto; cambia solo il coefficiente C_e che è stato valutato facendo riferimento alle prescrizioni dell'Eurocodice UNI EN 1991 aggiornato 2005 riportate di seguito.

(1) Force coefficients $c_{f,z}$ should be defined for wind action on the bridge decks in the z-direction, both upwards and downwards (lift force coefficients). $c_{f,z}$ should not be used to calculate vertical vibrations of the bridge deck.

NOTE 1 The National Annex may give values for $c_{f,z}$. In the absence of wind tunnel tests the recommended value may be taken equal to $\pm 0,9$. This value takes globally into account the influence of a possible transverse slope of the deck, of the slope of terrain and of fluctuations of the angle of the wind direction with the deck due to turbulence.

$$C_Z = C_e \cdot C_{F,Z} = 2.54 \cdot 0.9 = \pm 2.28$$

Pressione cinetica di picco
$$q_{sz} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aria} \cdot C_Z \cdot v_p^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot \pm 2.28 \cdot 25^2 = \pm 890 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

L'area a cui applicare la sollecitazione che non sarà più quella laterale dell'impalcato ma quella inferiore.

Forza del vento verticale
$$F_{sz} = q_{sz} \cdot A_l = 890 \cdot 10 \cdot 3 = \pm 26700 \text{ [N]}$$

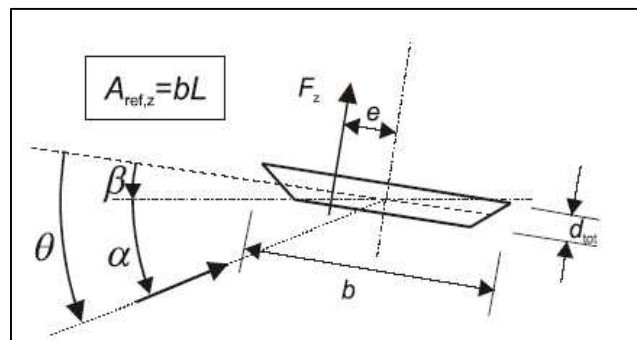


Figura 8: Direzione del vento verticale

Assumeremo inoltre che tale forza sia applicata a metà dell'impalcato Fig. 8 con braccio $b/4$ rispetto all'asse centrale.

La forza così applicata alla struttura fa nascere effetti torsionali non trascurabili ottimi per simulare staticamente le conseguenze dell'effetto Flutter, come verrà spiegato più approfonditamente nel capitolo della modellazione.

2.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La presenza di azioni esterne così diverse tra loro prevede, soprattutto per strutture di questo genere un particolare procedimento di combinazione dei carichi.

La base di questo procedimento è una trattazione statistica dei dati. Questo procedimento è chiaramente regolamentato dalle nuove norme tecniche DM 20/3/2008 che prevedono al Cap. 2 la stima di alcuni parametri dell'opera e di alcuni coefficienti tramite i quali valutare la presenza simultanea di tali azioni diminuendone l'intensità.

Primo passo è la valutazione della vita nominale della struttura, funzione del tipo di opera (Tab 2.4.1 Cap 2 DM 20/3/2008): "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensione contenute"

$$V_n = 50 \text{ anni}$$

Valutazione delle Classi D'uso (Par 2.4.2 Cap 2 DM 20/3/2008) : " Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Ponti, opere infrastrutturali la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza"

$$\text{CLASSE II} \quad \rightarrow C_u = 1.0$$

Il coefficiente C_u trovato tramite (Tab 2.4.1 Cap 2 DM 20/3/2008), verrà moltiplicato al valore della vita nominale fornisce il valore del periodo di riferimento V_R

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad: $G1 + G2 + P + Ad + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
-

Si ricavano tramite le coordinate del sito di progetto LAT = 44°00' 10.'37" LONG=12°39 41'09'0" i valori di riferimento per l'analisi.

SLV			SLC			SLO			SLD		
Tr=475			Tr=975			Tr=30anni			Tr=50		
A_g	F_0	T_c^*	A_g	F_0	T_c^*	A_g	F_0	T_c^*	A_g	F_0	T_c^*
0.184	2.42	0.32	0.242	2.44	.33	0.055	2.46	0.27	.07	2.44	0.28

Tabella 10: Parametri sismici per il sito in esame

SLV (piano orizzontale)

A_g	F_0	T_c^*
0.184	2.42	0.32

Definizione categoria del suolo CAT "C"

Dal quale vado a calcolare tramite le formule di tab 3.2.V del DM 2008

$$S_s \quad 1 < 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} < 1.5$$

$$S_s \quad 1 < 1.7 - 0.6 \cdot 2.42 \cdot \frac{0.184}{g} < 1.5 = 1.43$$

$$C_c = 1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33} = 1.529$$

Condizioni topografiche= T1 segue un coeff $S_t=1$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 0.489$$

$$T_B = T_c/3 = 0.163h$$

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 = 2.336$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1.43$$

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

Valutazione del fattore di struttura

Tale coefficiente da inserire nell'analisi sismica viene ricavato seguendo le indicazioni del cap 7.5 del testo unico

$$q = 2 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_i}$$

Ed il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_i} = 1$ viene definito secondo la TAB 7.5.2. segue che $q = 2 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_i} = 2$

$$N_i = 1/q = 0.5$$

- spettro di progetto per le componenti orizzontali:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T_D \leq T$$

$$\text{Con } S_d(T) \geq 0,2a_g$$

$$S = 0.318g$$

I valori dei parametri inseriti nelle espressioni sopra sono:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche determinato mediante la relazione $S = S_s \cdot S_T$ in cui S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, mentre S_T rappresenta il coefficiente di amplificazione topografica.
- $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} = 1 \geq 0,55$ fattore che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ posto pari al 5%;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_C^* è un coefficiente definito in funzione della categoria di sottosuolo;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro;

SLV (piano verticale)

$$\text{Accelerazione spettrale massima } F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5} = 1.40$$

$$\text{Coefficiente di amplificazione del terreno } S = S_S \cdot S_T = 1 \cdot 1 = 1$$

I valori di T_b , T_c , T_d sono riportati in normativa per le categorie di terreno (A,B,C,D,E)

Valori caratteristici del periodo

$$T_B = 0.05 \text{sec}$$

$$T_c = 0.15 \text{sec}$$

$$T_D = 1 \text{sec}$$

Accelerazione verticale massima (SLE)

$$S_{E;V} = a_g \cdot \frac{1}{q} \cdot S \cdot F_v = 0.12g$$

SLD (piano orizzontale)

Tr=30anni		
A_g	F_0	T_c^*
0.055	2.46	0.27

Definizione categoria del suolo CAT "C"

Dal quale vado a calcolare tramite le formule di tab 3.2.V del

$$S_s \quad 1 < 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} < 1.5$$

$$S_s \quad 1 < 1.7 - 0.6 \cdot 2.42 \cdot \frac{0.184}{g} < 1.5 = 1.61$$

$$C_c = 1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33} = 1.617$$

Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Condizioni topografiche= T1 segue un coeff $S_T=1$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 0.436$$

$$T_B = T_c/3 = 0.145$$

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.82$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1.61$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$S_d = 0.21g$$

SLD (piano verticale)

$$\text{Accelerazione spettrale massima } F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5} = 0.77$$

$$\text{Coefficiente di amplificazione del terreno } S = S_S \cdot S_T = 1 \cdot 1 = 1$$

I valori di T_b , T_c , T_d sono riportati in normativa per le categorie di terreno (A,B,C,D,E)

Valori caratteristici del periodo

$$T_B = 0.05\text{sec}$$

$$T_c = 0.15\text{sec}$$

$$T_D = 1\text{sec}$$

Accelerazione verticale massima (SLE)

$$S_{E;V} = a_g \cdot S \cdot F_v = 0.04g$$

La normativa ci permette di verificare per gli stati limite ultimi (SLV, SLC) il solo SLV; stessa cosa per verificare gli stati limite di esercizio (SLD, SLO) il solo SLD.

Tabella riassuntiva delle accelerazioni trovate applicando manualmente le formule della normativa.

		SLV	SLD
Orizzontale	Ag	0.318g	0.21g
Verticale	Ag	0.12g	0.04g

Tabella 11: Accelerazioni sismiche ricavate numericamente

Questi valori sono stati paragonati con quelli ricavati utilizzando un foglio Excel scaricabile dal sito del ministero dei lavori pubblici che funziona in analogia alle prescrizioni del DM 14 Gennaio 2008. All'interno di questo foglio il percorso è diviso in tre fasi

FASE 1: individuazione della pericolosità del sito

FASE 2: scelta della strategia di progettazione

FASE 3: Determinazione dell'azione di progetto.



Figura 9: Software norme tecniche DM 2008

Inserendo gli stessi parametri utilizzati nelle precedenti analisi il programma fornisce gli spettri per i 4 stati limite di riferimento e quindi i valori di accelerazione orizzontale e verticale da utilizzare per l'analisi. I parametri da inserire durante le tre fasi sono: longitudine e latitudine del sito, oppure regione-provincia-comune, vita nominale, coefficiente d'uso, categoria di esposizione.

PARAMETRI STRUTTURA	
Longitudine	44°00'10''
Latitudine	12°39'41''
Vita nominale	50
Coefficiente d'uso	1
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Struttura regolare in altezza	NO

Tabella 12: Parametri per foglio excel DM 2008

Di seguito riportiamo gli spettri ricavati da questa analisi relativi ai due stati limite da considerare SLD (Stato limite di danno) e SLV (Salvaguardia della vita).

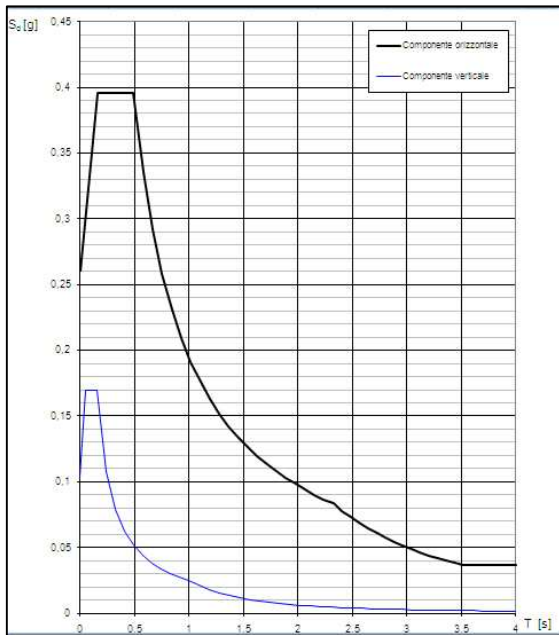


Figura 11: Spettro SLV

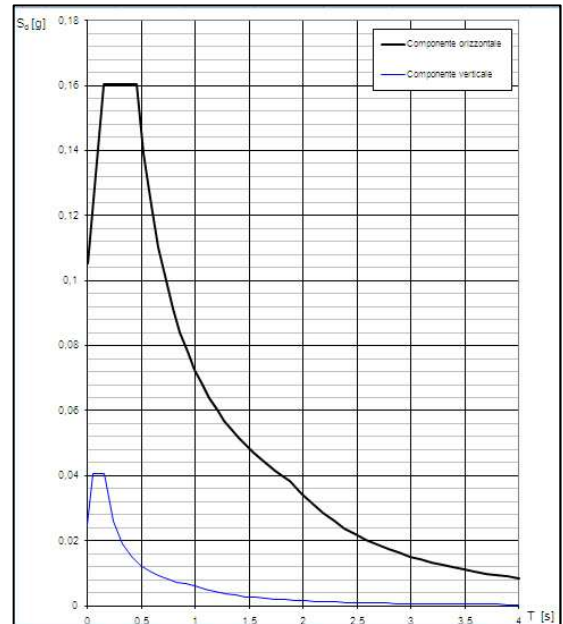


Figura 101: Spettro SLD

I valori di accelerazione ricavati dal programma del ministero del ministero sono molto simili a quelli ricavati numericamente e vengono riportati in tabella.

Accelerazioni spettrali			
		SLV	SLD
Orizzontale	Ag	0,396	0,16
Verticale	Ag	0,169	0,041

Tabella 13: accelerazioni DM 2008

Un breve confronto tra i parametri evidenzia come il valore di A_g (SLV) orizzontale sia lievemente più grande di quello trovato manualmente. L'accelerazione A_g (SLD) ricavata con il programma del ministero è invece lievemente minore. Cautelativamente utilizzeremo per l'analisi sismica statica equivalente i valori più grandi tra quelli ricavati dalle due analisi, cioè quelli evidenziati in rosso in tabella sopra

Una volta stimate le accelerazioni alla base per gli stati limite da valutare si devono valutare le masse a cui applicare tali accelerazioni. Anche a questo proposito la normativa da delle indicazioni sulla quota parte di carichi accidentali da considerare “applicati” alla struttura nel momento del sisma.

Le masse partecipanti per le diverse accelerazioni saranno chiaramente uguali per i diversi stati limite e si calcolano con la formula 3.2.17 del DM 2008

$$G + G + \psi Q .$$

Dove i carichi indicati con la lettera “G” sono i pesi propri strutturali e non strutturali precedentemente stimati ed il carico “Q” corrisponde al carico della folla da fattorizzare con il coeff. $\psi_{folla} = 0.6$

$$M_{sism} = P_{pstrutt} + P_{pnonstrutt} + 0.6 \cdot Q_{folla}$$

$$M = 1,43 + 3,58 + 0.6 \cdot 5 = 8,01 \text{ KN/m}^2$$

Questo carico su superficie viene moltiplicato per la sua aria di influenza e di seguito moltiplicato per l’accelerazione trovata dallo studio degli spettri di risposta.

$$q = 8,00 \cdot 5 \cdot 5 = 200 \text{ KN}$$

La normativa permette di verificare gli SLU con il solo SLV Salvaguardia della vita di cui abbiamo calcolato l’accelerazione spettrale. È chiaro come la direzione della sollecitazione sismica sia impossibile da stimare o prevedere. Anche per questo aspetto la normativa da delle indicazioni e prescrive di fattorizzare l’azione con due coefficienti pari ad 1 e 0,3 per le due direzioni del piano X,Y. In questo modo, alternando il segno e la direzione, ricaviamo 8 sollecitazioni sismiche da applicare al modello.

$$F_{SLV} = 200 \cdot 0,396 = 79,2 \text{ KN}$$

$$F_{SLV} \cdot 0,3 = 79,2 \cdot 0,3 = 23,7 \text{ KN}$$

SLV	Y	X	Y [KN]	X [KN]
	Coeff.		Forze	
1	1	0,3	79,2	23,7
2	1	-0,3	79,2	-23,7
3	-1	0,3	-79,2	23,7
4	-1	-0,3	-79,2	-23,7
5	0,3	1	23,7	79,2
6	-0,3	1	-23,7	79,2
7	0,3	-1	23,7	-79,2
8	-0,3	-1	-23,7	-79,2

Tabella 14: Forze sismiche equivalenti

2.6 COMBINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

La presenza di azioni esterne così diverse tra loro prevede, soprattutto per strutture di questo genere un particolare procedimento di combinazione dei carichi.

La base di questo procedimento è una trattazione statistica dei dati. Questo procedimento è chiaramente regolamentato dalle nuove norme tecniche DM 20/3/2008 che prevedono al Cap. 2 la stima di alcuni parametri dell'opera e di alcuni coefficienti tramite i quali valutare la presenza simultanea di tali azioni diminuendone l'intensità.

La norma ha anche il Capitolo 5 interamente dedicato ai ponti stradali, pedonali e ferroviari in cui al Par 5.1.3 definisce: "azioni da considerarsi nella progettazione di ponti"

- Azioni permanenti
- Azioni variabili da traffico
- Azioni variabili di vento e neve
- Azioni sismiche
- Distorsioni termiche e deformazioni impresse

Essendo il nostro un ponte pedonali le sollecitazioni di traffico verranno sostituite da quelle della folla precedentemente valutate al Par. 2.3 che risultano concordanti con le prescrizioni del Cap. 5 del DM 2008 che definisce:

Categorie stradali:

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

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

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



Schema di Carico 5: *costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante*

Riassumendo la normativa al Cap. 5 ci permette di utilizzare il valore di 2.5 KN/m² anziché 5.0 KN/m² come valore di combinazione cioè quel valore a cui andremo ora ad applicare i coefficienti γ , ψ .

Riportiamo di seguito la classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo come indicato al Par 2.5.1.3 del DM 20/3/2008

a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;

forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo)
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; In questa categoria viene riassunto il peso della superficie di calpestio in legno, del rivestimento in legno laterale e delle rispettive

- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;

Pesi propri strutturali $G_1 = 1.6 \frac{KN}{m^2}$

Pesi propri non strutturali $G_2 = 1.6 \frac{KN}{m^2}$

b) variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

$Q_{1,Z} = \text{Folla verticale} = 2.5 \frac{KN}{m^2}$

$Q_{1,Y} = \text{Folla orizzontale} = 3.0 \frac{KN}{m}$

$Q_{2,Z} = \text{Vento verticale} = 26 \text{ KN}$

$Q_{2,Y} = \text{Vento orizzontale} = 24 \text{ KN}$

d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti

$Q_{E,Y} = \text{Sisma verticale} = 33.8 \text{ KN}$

$Q_E = \text{Sisma orizzontale} = 79,2 \text{ KN}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU): $\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. I coefficienti γ vengono forniti, nello stesso paragrafo della normativa, dalla tabella

5.1.5; dovendo far riferimento ai carichi da applicare alla struttura vengono utilizzati quelli della colonna STR corrispondente a: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione.

I coefficienti parziali γ vengono forniti, nello stesso paragrafo della normativa, dalla Tab. 5.1.V, ; dovendo far riferimento ai carichi da applicare alla struttura vengono utilizzati quelli della colonna STR corrispondente a: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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

Tabella 15: Coefficienti parziali DM2008

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i valori sono forniti, proprio per le passerelle pedonali e stradali, nel Par 5.1.3.11. dalla Tab.5.1.VI, Tab. 16 di seguito riportata

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,6	0,2	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6	----	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 16: Coefficienti di combinazione DM 2008

Una volta determinati i coeff. parziali e quelli di combinazione, riassunti in Tab. 17, vengono moltiplicati per le azioni determinate precedentemente fino a creare un numero di combinazioni di carico soddisfacente.

COMB	STATI LIMITE ESERCIZIO	RESI PROPRI		CARICHI ACCIDENTALI							
		STRUTT	NON STRUTT	FOLLA				VENTO			
		G1	G2	Verticale		Orizzontale		Verticale		Orizzontale	
		γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
SLU 1	SLU FOLLA	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1	1,5	0	1,5	0
SLU 2	SLU FLUTTER	1,35	1,5	1,35	0	1,35	0	1,5	1	1,5	1
SLE 1	COND. RARA	1	1	1	0,75	1	0,75	1	0,6	1	0,6
SLE 2	COND. FREQUENTE	1	1	1	0,4	1	0,4	1	0,2	1	0,2
SLE 3	QUASI PERMANENTE	1	1	1	0,2	1	0,2	1	0	1	0

Tabella 17: Riepilogo coefficienti

La combinazione delle azioni previste per questo caso di studio, saranno 13 in totale:

- 2 combinazioni di carico per gli SLU 1 riferita alla condizione più gravosa della folla ed una per l'effetto peggiore ipotizzabile per il vento cioè l'effetto Flutter.
- 3 combinazioni di carico per gli SLE Combinazione rara, Combinazione Frequente, Combinazione quasi permanente.
- 8 combinazioni sismiche corrispondenti allo SLV (salvaguardia della vita) ottenute combinando le sollecitazioni nelle due direzioni del piano

La seguente tabella riporta i risultati della fase di combinazione dei carichi appena descritta.

COMBINAZIONI DI CARICO	PESI PROPRI		ACCIDENTALI					
	STRUTTURALI	NON STRUTTURALI	FOLLA Z	FOLLA Y	VENTO Y	VENTO Z	SISMA X	SISMA Y
	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m	KN	KN	KN	KN
SLU1 FOLLA	1,93	2,99	3,38	2,70	0,00	0,00		
SLU2 FLUTTER	1,93	2,99	0,00	0,00	36,49	39,00		
SLE1 C. RARA	1,43	1,99	1,88	1,50	14,60	15,60		
SLE2 C. FREQUENTE	1,43	1,99	1,00	0,80	4,87	5,20		
SLE3 C. QUASI PERMANENTE	1,43	1,99	0,5	0,4	0,00	0,00		
SLV 1	1,43	1,99	0,5	0,4			79.2	23.7
SLV 2	1,43	1,99	0,5	0,4			79.2	-23.7
SLV 3	1,43	1,99	0,5	0,4			-79.2	23.7
SLV 4	1,43	1,99	0,5	0,4			-79.2	-23.7
SLV 5	1,43	1,99	0,5	0,4			23.7	79.2
SLV 6	1,43	1,99	0,5	0,4			-23.7	79.2
SLV 7	1,43	1,99	0,5	0,4			23.7	-79.2
SLV 8	1,43	1,99	0,5	0,4			-23.7	-79.2

Tabella 18: Riepilogo delle combinazioni di carico

Le sollecitazioni dovranno essere inserite nel modello applicandole agli elementi strutturali che effettivamente le ricevono; ad esempio la forza del vento orizzontale ai nodi dell'impalcato oppure il peso della folla sulle travi a cui è effettivamente appoggiata la soletta di calpestio.

CAPITOLO 3: MODELLAZIONE

3.1 CREAZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.

La passerella pedonale strallata in esame risulta notevolmente asimmetrica dal punto di vista geometrico. Gli stralli di sostegno assumono perciò configurazioni molto diverse tra loro; questo comporta una ripartizione dei carichi variabile da cavo a cavo. Inoltre la posizione dell'arco di sostegno di forma parabolica posizionato con un angolo di 45° rispetto all'asse dell'impalcato fa sì che esso riceva, nelle 10 sezioni in cui arrivano gli stralli, forze in diverse direzioni con conseguenti stati tensionali disparati.

Inoltre per compiere uno studio specifico della struttura non si possono ignorare alcuni aspetti tipici di questo tipo di strutture quali la non linearità delle resistenze oppure gli effetti dinamici legati alle azioni di vento e folla.

Queste ed altre considerazioni rendono indispensabile una modellazione 3D della struttura tramite programmi di calcolo ad elementi finiti. Si è infatti utilizzato il programma Straus 7

Una modellazione accurata prevede una fase di studio e una seguente di perfezionamento del modello che vengono di seguito brevemente elencate e descritte.

Importazione della geometria del modello da ambiente Cad: La geometria dell'intera opera, posizione dell'arco e degli stralli, era assegnata; in fase di studio preliminare si è deciso di realizzare l'impalcato con maglia strutturale composta da 3 travi longitudinali ($i=2,5m$) ed una trasversale ($i=5m$).

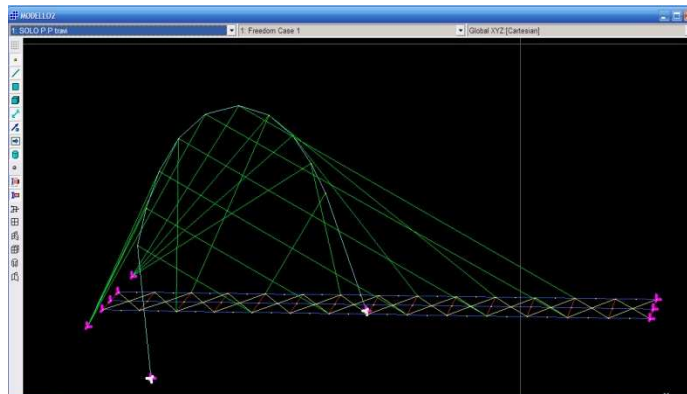


Figura 12: Immagine del Modello di calcolo

Imposizione delle condizioni di vincolo: La struttura è vincolata al terreno in 10 punti. 2 (ARCO.NORD, ARCO.SUD) sono alla base dell'arco ed è chiaro debbano fornire un incastro rigido. 2 (TIR.NORD, TIR.SUD) forniscono l'aggancio degli stralli a terra e per questo riceveranno una azione tirante generica ma nessun tipo di azione flettente. 6 invece sono gli appoggi dell'impalcato (3 a terra e 3 a mare) che devono fornire una reazione verticale ed una orizzontale trasversale all'impalcato. In direzione longitudinale invece ci sono da considerare due aspetti: il primo è che i tiranti forniscono una reazione verticale ed una componente orizzontale di compressione o

trazione all’impalcato da controbilanciare con i vincoli a terra. La seconda riguarda invece le dilatazioni termiche dell’acciaio che devono essere permesse in direzione longitudinale. Per questi motivi i tre punti a terra saranno modellati con dei carrelli e i tre dalla parte della banchina degli appoggi scorrevoli.

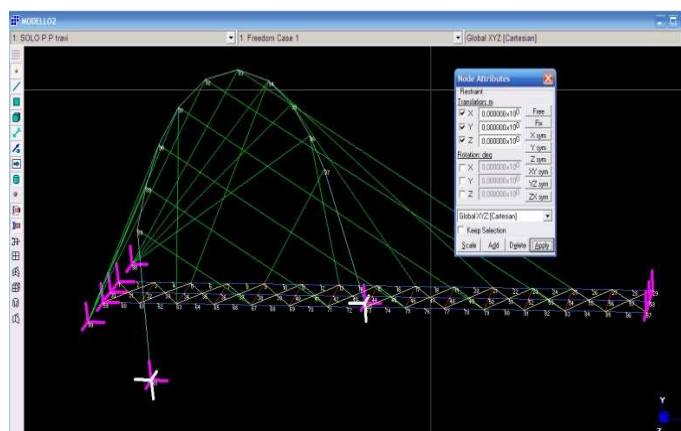


Figura 13: Imposizione vincoli nel modello

Assegnazione della geometria e delle proprietà degli elementi costruttivi:

La presenza degli stralli e la loro inclinazione ed asimmetria comportano notevoli sollecitazioni alle travi longitudinali dell’impalcato, soprattutto quelle di bordo.

Tali elementi saranno perciò predimensionati come travi HE600 e modellati come elementi **“BEAM”** nel modello. I traversi invece non sono direttamente caricati ma devono fornire una buona rigidezza trasversale; vengono per questo adottate delle travi HE400 anche esse modellate come elementi **“BEAM”** (trave). Anche l’arco di sostegno è un elemento snello. Data la sua particolare geometria esso lavora in un condizione intermedia tra quella dell’arco e quella della trave. Dal punto di vista della modellazione è stato schematizzato con 11 elementi **“BEAM”** di sezione circolare cava che si susseguono nelle sezioni di ancoraggio degli stralli. Gli stralli invece, essendo elementi in grado di reagire solo a trazione, vengono modellati utilizzando elementi **“CABLE”** (cavi) con sezione circolare pari a quella delle funi previste. Stessa considerazione viene fatta per modellare i controventi diagonali di piano necessari per assorbire le azioni orizzontali nel piano dell’impalcato. È chiaro come questi elementi siano progettati per lavorare a solo sforzo normale e per ciò vengono modellati come elementi **“CABLE”** (cavi).

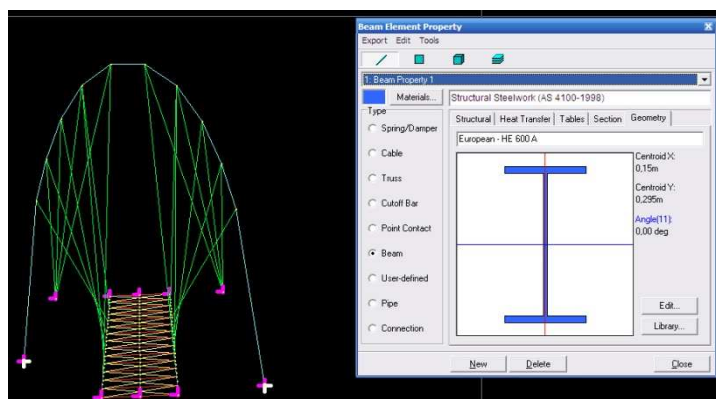


Figura 14: Assegnazione proprietà elementi nel modello

Assegnazione delle condizioni di carico; la presenza della soletta in CIs agganciata alle travi longitudinali ci permette di schematizzare le sollecitazioni come carichi distribuiti appunto sulle travi. A queste sollecitazioni opportunamente amplificate, come precedente spiegato, si aggiungono quelle orizzontali dovute al vento e schematizzabili come forze concentrate nei nodi che vengono poi combinate con le precedenti nelle 3 combinazioni agli SLE e le 2 agli SLU. Stesso discorso per le azioni sismiche sia verticali che orizzontali, applicate come forze concentrate.

Regolazione dei tiranti: Data la non linearità del comportamento strutturale la modellazione è stata fatta per fasi; tali fasi sono da considerarsi oltre che come degli step indispensabili per realizzare un modello che ricalchi le scelte progettuali effettuate anche come una analisi intermedia delle varie fasi di realizzazione delle struttura.

3.2 FASI DELLA MODELLAZIONE

FASE 1: MODELLO PARZIALE

In questa fase l'impalcato è stato studiato, separatamente dall'arco, come una trave su sette appoggi. Le reazioni verticali fornite dagli appoggi fittizi sono state scomposte secondo le direzione degli stralli in modo da ricavare il tiro iniziale da applicare per fornire un "appoggio virtuale" in corrispondenza appunto degli stralli. Dalla scomposizione di tali forze nella direzione dello strallo nascono gli sforzi normali N_x N_y nell'impalcato.

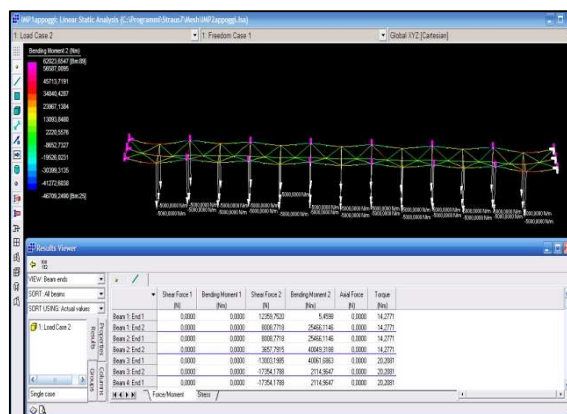


Figura 15: Estrapolazione dati dal modello su 7 appoggi

Il procedimento ha riguardato i 12 stralli (6 nord e 6 sud) che arrivano all'impalcato; le formule utilizzate sono riportate di seguito ed in figura sono evidenziate tutte le forze in gioco.

V_i = Reazione dell'appoggio fittizio

$$T_i = V_i / \text{Sen}(\alpha_{2,i})$$

$$N_i = T_i \cdot \text{Cos}(\alpha_{2,i})$$

$$N_{x,i} = N_i \cdot \text{Cos}(\alpha_{1,i})$$

$$N_{y,i} = N_i \cdot \text{Sen}(\alpha_{1,i})$$

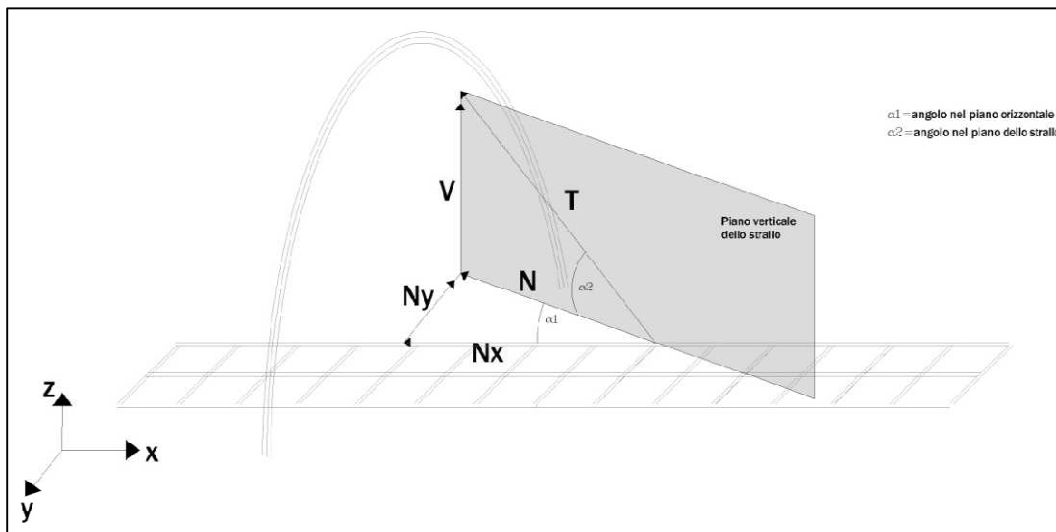


Figura 16: scomposizione forze degli stralli

Per quanto riguarda gli altri 8 (4nord e 4 sud) che vanno dall'arco a terra il procedimento è stato diverso. L'obbiettivo è ridurre le azioni flettenti dell'arco fuori dal suo piano. Per questo i tiranti verso terra sono stati pretesi in modo da eguagliare la componente perpendicolare all'arco che arriva dagli stralli di impalcato. Ricordiamo che l'arco è inclinato di 45° rispetto all'asse della passerella rispetto al quale si erano calcolati gli angoli $\alpha_{1,i}$. Perciò scompongo la componente orizzontale che arriva dagli stralli di impalcato in una parallela ed una perpendicolare al piano dell'arco.

$$N_{\text{perp}}^I = N^I \cdot \cos(45 + \alpha_{1,i}) \quad N_{\parallel}^I = N^I \cdot \text{Sen}(45 + \alpha_{1,i})$$

Ora si impone che la componente perpendicolare derivante dallo strallo di Impalcato venga eguagliata da quella del corrispondente strallo a terra.

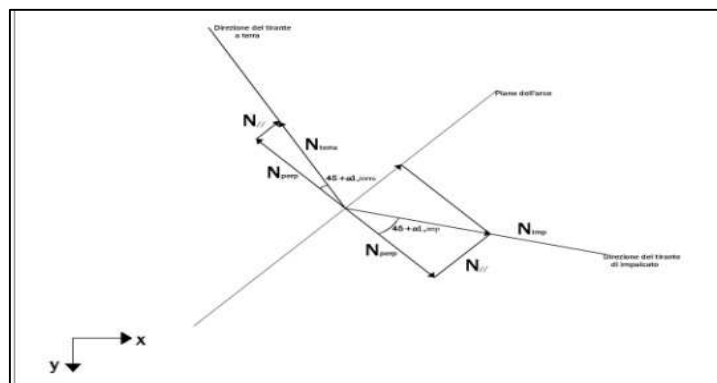


Figura 17: Scomposizione forze dell'arco

$$N_{\text{perp}}^I = N_{\text{perp}}^T$$

Da qua con il procedimento visto prima, stavolta svolto a ritroso, si va a determinare il valore del tiro da assegnare agli stralli a terra con le seguenti formule;

$$N^T = N_{\text{perp}}^T / \cos(45 + \alpha_{1,t})$$

$$N_{//}^T = N^T \cdot \text{Sen}(45 + \alpha_{1,i})$$

$$T^T = N^T / \text{Cos}(\alpha_{2,i})$$

$$V^T = T^T \cdot \text{Sen}(\alpha_{2,i})$$

Questo sempre tenendo conto che in due punti dell'arco (agganci 5,6) concorrono tre stralli, 2 di impalcato e una a terra. Per questo nell'eguagliare le componenti perpendicolare si sono sommate, con segno per tener conto della direzione, quella dei due stralli di impalcato.

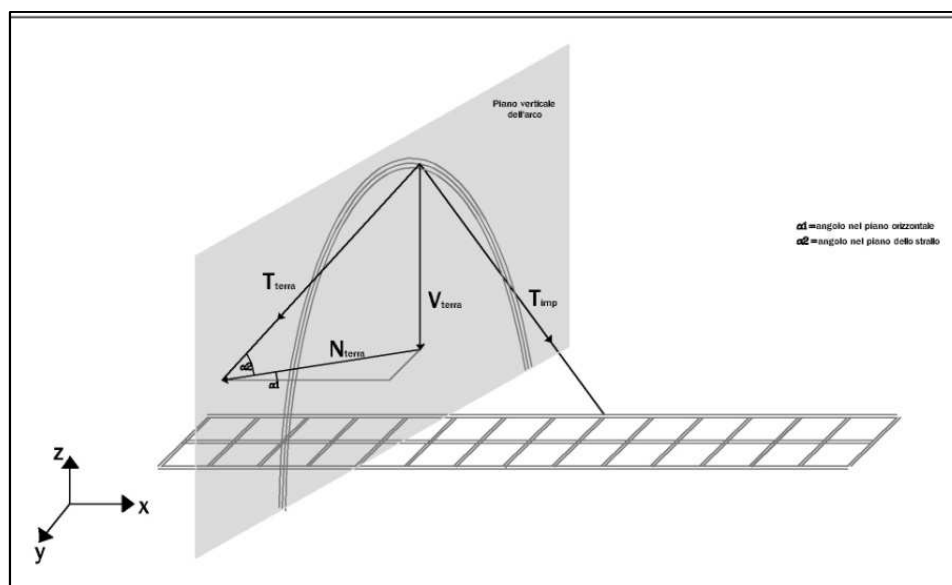


Figura 18: Scomposizione forze stralli a terra

I risultati del procedimento appena descritto sono riassunti nella tabella sotto in cui sono riportati, oltre ai due angoli di riferimento di ogni tirante, i tiri di primo tentativo da applicare agli stralli.

TIRANTI	$\alpha 2$	$\alpha 1$	V	T0
	[grad]	[grad]	[N]	[N]
Nord				
1	28,2	0,2	7823,5	16560,7
2	35,6	3,7	26445,8	45422,6
3	42,2	9,2	24723,9	36785,1
4	47,4	17,6	155750,5	211702,5
5	53,9	5,1	71995,5	89119,5
6	43,7	34,9	64282,7	92977,2
7	69,5	69,8	65688,8	70118,6
8	53,4	15,0	65688,8	81778,4
9	40,8	3,2	64282,7	98376,9
10	32,2	2,1	71995,5	135013,1
sud				
1	52,6	0,4	76109,2	95778,8
2	55,1	7,5	133680,5	163057,4
3	54,7	14,2	162395,1	199100,5
4	51,5	20,4	214377,1	274000,0
5	76,1	15,6	71995,5	74175,9
6	42,8	33,8	64282,7	94682,3
7	38,0	15,9	65688,8	106699,0
8	35,0	7,7	65688,8	114636,0
9	32,7	2,5	64282,7	119006,9
10	30,2	1,9	71995,5	143123,3

Tabella 19: Tiri degli stralli

FASE 2: MODELLO COMPLETO

L'impalcato viene ora studiato insieme a tutta la struttura comprendente l'arco e gli stralli. Al modello vengono ora applicati i tiri sugli stralli trovati in fase 1 e per simulare la soletta se ne inserisce il peso proprio al m² come carico distribuito. Il modello evidenzia in questa fase un cambio di configurazione dovuta appunto al peso della soletta. A seguito della deformazione elastica degli stralli il modello evidenzia notevoli spostamenti verticali dei punti dell'impalcato.

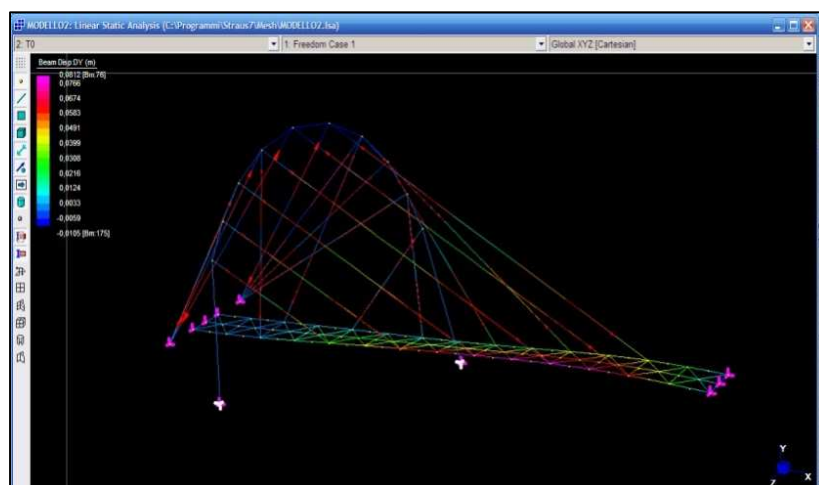


Figura 19: Immagine del modello completo

FASE 3: CALIBRAZIONE

Per riportare l'impalcato nella configurazione di esercizio desiderata è necessario un incremento del tiro negli stralli. Questo procedimento è stato svolto tramite la costruzione di una matrice chiamata "matrice di sensitività" composta dai valori di spostamento relativo dei vari punti dell'impalcato.

Anche questo lavoro è stato fatto con l'ausilio del modello di calcolo applicando, come si può vedere in Fig. 20, al singolo strallo un "pre-tiro unitario" e leggendo gli spostamenti relativi dei 12 nodi dell'impalcato con agganciati gli stralli.

Questo procedimento risente molto della non linearità del comportamento di questa struttura. La matrice di sensitività infatti dovrebbe essere ricalcolata varie volte in modo da raggiungere, iterativamente e con buona precisione, la configurazione desiderata.

Questo studio ha evidenziato che la zona della passerella che risulta più sensibile a questo tipo di regolazione è quella in cui gli stralli risultano essere più lunghi e maggiormente inclinati cioè la parte in prossimità della banchina a mare e più precisamente il lato sud dove arrivano i tiranti 9SUD e 10 SUD.

La zona dell'impalcato più vicina all'arco, avendo gli stralli più corti e verticali, è invece più stabile tanto che dal procedimento di calibrazione è emerso che ad alcuni stralli (6 NORD, 7 NORD, 6 SUD, 7 SUD, 8 SUD) non è necessario applicare alcun tiro supplementare.

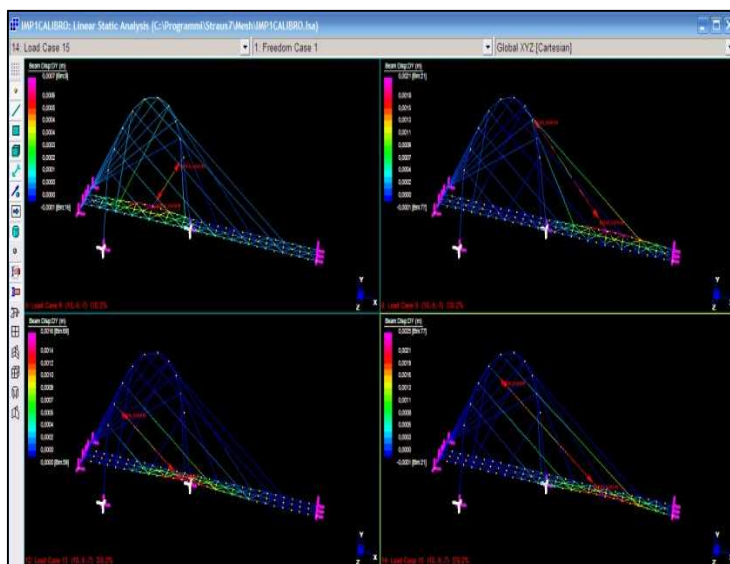


Figura 20: Fase di calibrazione del modello

FASE 4: POST-PROCESSING

Il modello, dopo la fase di calibrazione, assume la configurazione di equilibrio voluta ed è pronto per la fase di verifica in cui verranno applicate le varie combinazioni di carico precedentemente definite in modo da valutare le sollecitazioni degli elementi strutturali.

Questa fase viene chiamata fase di post-processing e fornisce, per le varie combinazioni, le sollecitazioni in tutti gli elementi strutturali e le reazioni dei vincoli a terra.

Per questa fase è molto importante la numerazione degli elementi all'interno del modello in modo da avere i risultati, per elementi dello stesso tipo, in successione tra loro.

Il programma di calcolo fornisce in OUT-PUT le sollecitazioni in tutti gli elementi strutturali per tutte le combinazioni di carico. Questi risultati sono stati trasportati in appositi fogli excel predisposti per trovarne i massimi. I risultati vengono riportati nelle seguenti tabelle, chiaramente divisi in base al tipo di elemento.

SOLLECITAZIONI TRAVI LONGITUDINALI							
		T1	M1	T2	M2	N	Torc
		N	N/m	N	N/m	N	N/m
SLU1	MIN	-4927,19	-11385,4	-81058,6	-331267	-243264	-471,095
	MAX	-51,0765	11302,49	91108,92	514755,8	949230,3	350,5673
SLU2	MIN	-19640,6	-48331,4	-43882,6	-204968	-381937	-322,45
	MAX	13794,28	40950,26	33578,01	123181,8	492783,7	247,8078
SLE1	MIN	-10205,4	-24788,1	-51784,1	-194082	-259102	-321,337
	MAX	4666,184	20810,72	47006,64	253701,6	589300,9	203,9682
SLE2	MIN	-4455,1	-10734,4	-40415,5	-144130	-132328	-131,022
	MAX	1274,908	8959,907	30139,92	92243,2	384700,3	83,0315
SLE3	MIN	-1864,43	-4367,2	-39139,4	-138821	-83724,9	-68,0916
	MAX	166,9589	3984,578	26990,07	86254,01	331670,1	66,24

Tabella 20: Riepilogo sollecitazioni travi longitudinali

SOLLECITAZIONI TRAVI TRASVERSALI							
		T1	M1	T2	M2	N	Torc
		N	N/m	N	N/m	N	N/m
SLU1	MIN	-286,979	-21466,2	-114946	-1489,82	-9667,89	-136,712
	MAX	14474,14	21956,27	115014,3	204338,4	146782,5	188,9704
SLU2	MIN	-19803,8	-48956,2	-26568,5	-1428,69	-1679,75	-113,87
	MAX	30095,43	46393,94	48972,61	78535,57	71225,84	140,7869
SLE1	MIN	-7656,2	-26790,9	-61111,8	-1422,09	-3154,56	-75,6257
	MAX	16992,28	24185,99	70104,44	123731,9	96092,06	132,9096
SLE2	MIN	-2591,35	-12620,2	-37593,4	-1328,18	-3825,93	-29,198
	MAX	8110,853	11776,4	40605,49	80230,05	63937,33	52,9847
SLE3	MIN	-407,172	-7290,38	-32434,8	-1296,67	-4702,54	-25,4824
	MAX	4891,15	7383,065	32459,88	69285,73	55208,32	27,6907

Tabella 21: Riepilogo sollecitazioni travi trasversali

I risultati dell'analisi, per quanto riguarda l'arco di sostegno, sono riportati nella seguente tabella e fanno riferimento agli elementi 1 e 11. Questo per due motivi: i due profili appena citati sono alla base e quindi ricevono tutte le azioni sollecitanti da riportare a terra e perché essendo i più lunghi ne dovremo valutare la stabilità a compressione. Si ricorda che l'arco viene realizzato congiungendo 11 profili di varia lunghezza [i profili 1 e 11, quelli alla base, lunghi 15m e i restanti 9 (profili 2,3,4,5,6,7,8,9,10) lunghi 4,6m.] in prossimità dei punti di aggancio degli stralli.

SOLLECITAZIONI ARCO DI SOSTEGNO							
		T1	M1	T2	M2	N	Torc
		N	N/m	N	N/m	N	N/m
SLU1	MIN	-132828	-1084762	-145132	-1687467	-2744312	-312485
	MAX	144336,8	1268114	316537,1	1698030	-913959	314518,4
SLU2	MIN	-80428,3	-747118	-161952	-929999	-1440096	-155698
	MAX	97289,64	997827,4	170226,8	964511,4	-394836	152772,6
SLE1	MIN	-91996,8	-806440	-134105	-1183569	-1869914	-197413
	MAX	107318,4	987172,9	209372,4	1183762	-572850	190938,2
SLE2	MIN	-78233,8	-550469	-130605	-872456	-1319304	-105759
	MAX	73607,87	620002	124248,2	864593,3	-371252	101448,6
SLE3	MIN	-75208,5	-485913	-127737	-788958	-1169926	-78650,3
	MAX	63226,1	497886,9	116141,5	778724,2	-318123	75798,21

Tabella 22: Riepilogo sollecitazioni arco

Le sollecitazioni dei diagonali di impalcato sono riportate in tabella; sono tutti sforzi di trazione perché erano stati modellati come elementi "Cable"

SOLLECITAZIONI DIAGONALI	
	N
SLU1	33756,14
SLU2	81011,83
SLE1	45751,6
SLE2	21394,94
SLE3	11782,72

Tabella 23: Sollecitazioni diagonali

Per quanto riguarda le sollecitazioni negli stralli di sostegno valgono le considerazioni fatte per i diagonali di impalcato. C'è da ricordare solo che per questi elementi è stato previsto un pre-tiro che, sommandosi alle sollecitazioni che arrivano ad ogni strallo nei due suoi punti di aggancio, fornisce lo sforzo reale del singolo stallo.

SOLLECITAZIONI STRALLI	
	N
SLU1	439058,1
SLU2	318101,1
SLE1	347529,8
SLE2	280220,8
SLE3	260211,7

Tabella 24: Sollecitazioni stralli

3.3 TIPO DI ANALISI EFFETTUATA

Una struttura leggera e snella come la passerella in esame ha, dal punto di vista sia statico che dinamico, un comportamento molto particolare. Dal punto di vista statico la non linearità del comportamento dei cavi rende complessa una valutazione d'insieme della struttura. A seguito della procedura di regolazione dei tiri, precedentemente descritta, è stata ottenuta una configurazione iniziale di equilibrio con la quale effettuare l'analisi statica.

Tale analisi consiste nell'applicare al modello le 13 diverse combinazioni di carico, statiche appunto, ricavate dall'analisi dei carichi e dalla loro fattorizzazione. Le combinazioni contemplano la presenza simultanea delle azioni verticali ed orizzontali di vento e folla opportunamente combinate secondo le disposizioni del DM 20/3/2008 oltre che del sisma.

L'analisi è di tipo statico per tutte le 5 combinazioni di carico ricavate. Una di esse (la numero SLU 2 Vento asimmetrico) è in realtà un'analisi statica equivalente che ci permette di valutare, in termini soprattutto di spostamenti l'azione verticale alternata del vento chiamato effetto "flutter". Tale effetto, tristemente noto come causa del crollo del ponte TAKOMA 1940 è particolarmente pericolosa per i ponti strallati per il semplice motivo che i tiranti non potendo assorbire azioni di compressione non forniscono nessuna reazione verticale verso il basso e permettono perciò all'impalcato di alzarsi e di torcersi.

I risultati di tale analisi relativi agli elementi della passerella sono stati appena riportati nel Par 3.3 nei successivi capitoli della relazione e più precisamente nel Cap. 5 verranno utilizzati i risultati riguardanti le opere a terra.

CAPITOLO 4: VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO DELLA PASSERELLA PEDONALE

Le direttive per la fase di verifica sono presenti nella normativa 2008 al Cap 4, più precisamente per le costruzioni in acciaio al Cap. 4.2

L'analisi strutturale deve iniziare con la definizione della classe di duttilità delle sezioni in funzione della formula

$$C = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$$

DOVE

θ_r = curvatura ultima

θ_y = curvatura ultima

		Parti interne compresse				
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: \alpha/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: \alpha/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: \alpha/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: \alpha/t \leq \frac{41,3\epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -0,5: \alpha/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi < -0,5: \alpha/t \leq 5,52\epsilon(1 - \psi)\sqrt{1 - \psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,73	0,71

*) $\psi < -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ e la deformazione a trazione $\epsilon_s > f_{yk}/E$

Tabella 25: Parametri classi di duttilità DM 2008

CLASSE 1-2= Sezioni compatte

CLESSE 3= Sezioni moderatamente snelle

CLASSE 4= Sezioni snelle

È chiaro come il calcolo della classe di duttilità vari per i vari elementi che costituiscono il nostro impalcato. Riportiamo per questo sia le tabelle relative ai profili IPE e HE, per le travi dell'impalcato, Tab. 25 sopra sia quella per i profili circolari cavi (travi dell'arco portante) Tab. 26 sotto.

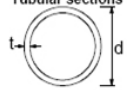
Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_t	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ϵ^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Tabella 26: Parametri classi di duttilità

Dobbiamo considerare che le aste dell'arco e le travi longitudinali risultano compresse. Per considerare gli effetti di instabilità al Par 4.2.4.1.3 il DM 2008 definisce i seguenti coefficienti dipendenti dalle geometria della sezione e dal tipo di acciaio impiegato.

Tabella 4.2.VI Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi


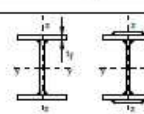

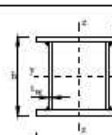


Sezione trasversale	Limiti	Influenza laterale all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y	a ₁	
			z-z	a ₂	
	$h/b \leq 1,2$	40 mm $< t_f \leq 100$ mm	y-y	b	
			z-z	a	
	$t_f \leq 100$ mm	y-y	b		
		z-z	a		
	$t_f > 100$ mm	y-y	d		
		z-z	c		
Sezioni all'I saldate 	$t_f \leq 40$ mm	y-y	b		
	$t_f > 40$ mm	z-z	c		
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a		
	Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c		
Sezioni saldati saldate 	In generale	qualsunque	b		
	saldate "spesse": $a \leq 0,5t_f$; $b/t_f \leq 30$; $h/t_w \leq 30$	qualsunque	c		
Sezioni piatte ad U e T 		qualsunque	c		
Sezioni all'L 		qualsunque	b		
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_1	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 27: Fattori di imperfezione DM 2008

In rosso sono stati cerchiati i due coeff. usati per la trave HE, in blu quello applicato per il profilo circolare dell'arco.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

DOVE

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

α = fattore di imperfezione tab a destra

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \text{snellezza adim. Classe 1,2,3}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \text{snellezza adim. Classe 4}$$

4.1 VERIFICA DELLE TRAVI LONGITUDINALI

Il modello 3D utilizzato per la modellazione ed il calcolo della passerella ci fornisce, per tutte le 5 combinazioni di carico (3SLE e 2 SLU), le sollecitazioni in tutti gli elementi costitutivi della struttura. Di tali sollecitazioni vengono presi i massimi con cui effettuare le verifiche.

L'impalcato della passerella è composto da 3 file di 14 HEA 600, figura sotto, per un totale di 42 travi tutte aventi lunghezza 5m di cui, in Tab. 28 si riportano le caratteristiche meccaniche.

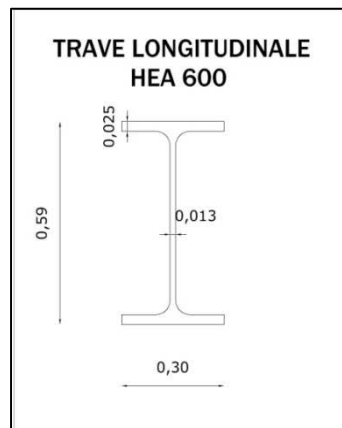


Figura 21: Trave longitudinale

La presenza di travi della stessa lunghezza ci permette di verificarne solo una, la più sollecitata, ed estendere la verifica alle restanti.

TRAVE LONGITUDINALE HEA600			
Altezza della sezione trasversale	h	590,00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	300,00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	13,00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	25,00	[mm]
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Altezza tra le ali	h _i	540,00	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	486,00	[mm]
Area della sezione trasversale	A	226,5	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	93,21	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	150,00	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	141208	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	11271	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	24,97	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	7,05	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	4786,7	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	751,4	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	5350,4	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	1155,7	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	397,8	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	8978203	[cm ⁶]

Tabella 28: Caratteristiche travi longitudinali

Questi elementi sono soggetti a presso-flessione deviata; secondo il DM 2008 Par 4.2.4.1 le sezioni di classe 1-2 doppiamente simmetriche si possono verificare con la seguente formula

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{5n} < 1 \quad \text{dove } n = \frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}}$$

Nel caso in cui $n < 0,2$ e comunque per sezioni generiche di classe 1-2 si può cautelativamente verificare la sezione con la formula sotto riportata.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}}\right) < 1$$

N_{Ed}	M_{y,Ed}	M_{z,Ed}	
949,00	514,00	11,00	
N_{Rd.min}	M_{y,Rd}	M_{z,Rd}	
4229,42	1726,72	372,98	Verifica
0,224	0,306	0,034	0,564

Prima di effettuare la verifica vera e propria dobbiamo definire i coefficienti di instabilità della trave come precedentemente spiegato; Dalla Tab. 25 ricaviamo i coeff. di imperfezione per le due direzioni della sezione:

CLASSE DI DUTTILITA' 1

$$\alpha_y = 0,21$$

$$\alpha_z = 0,34$$

Attraverso questi due parametri si ricavano i fattori con cui tener conto dell'instabilità degli elementi che son stati calcolati utilizzando le formule del DM 2008 elencate e spiegate nel precedente paragrafo. Per chiarezza vengono riportati nella seguente tabella quelli relativi alle travi longitudinali.

Lunghezze libere d'inflessione	L _{0y}	5000	[mm]
	L _{0z}	5000	[mm]
Snellezze della trave	λ _y	20,08	[-]
	λ _z	71,43	[-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	116424941	[N]
	N _{cr,z}	9201178	[N]
Snellezze relative	λ' _y	0,26	[-]
	λ' _z	0,93	[-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0,55	[-]
	φ _z	1,12	[-]
	χ _y	0,98	[-]
	χ _z	0,58	[-]

Tabella 28: Parametri di instabilità

La seguente tabella riassume i risultati dei fogli di verifica delle travi longitudinali. sono riportati, in verde, i coefficienti (<1) che verificano ampiamente tali elementi per tutte le combinazioni di carico.

VEFIFICHE TRAVE LONGITUDINALE HEA600										
Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	7146,14	[kN]	Materiale costituente la trave						
	$N_{bz,Rd}$	4229,42	[kN]	Resistenza a snervamento	f_y	355	[MPa]			
Lunghezze d'inflessione libere	L_{0y}	5000	[mm]	Resistenza a rottura	f_u	510	[MPa]			
	L_{0z}	5000	[mm]	Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]			
Snellezze della trave	λ_y	20,08	[-]	Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]			
	λ_z	71,43	[-]	Geometria della trave						
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	116424941	[N]	Altezza della colonna	H	5000	[mm]			
	$N_{cr,z}$	9201178	[N]	Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	1	[-]			
Snellezze relative	λ'_y	0,26	[-]		β_z	1	[-]			
	λ'_z	0,93	[-]	Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]			
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,55	[-]		α_z	0,34	[-]			
	ϕ_z	1,12	[-]	Momenti sollecitanti	$M_{1,y}$	514	[kNm]			
	χ_y	0,98	[-]		$\psi M_{1,y}$	331	[kNm]			
	χ_z	0,58	[-]		$M_{1,z}$	11	[kNm]			
					$\psi M_{1,z}$	8	[kNm]			
				Forza Normale sollecitante			N_{Ed}	949	[kN]	
Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	1726,72	[kNm]							
	$M_{pl,z,Rd}$	372,98	[kNm]							
Resistenza a pressoflessione				TABELLE RIASSUNTIVA VERIFICHE						
Coefficienti ψ	ψ_y	0,644	[-]	KNm	SLU1	SLU 2	SLE 1	SLE 2	SLE 3	KNm
	ψ_z	0,727	[-]	$M_{y,ed}$	514	492	253	144	135	
Coefficienti di momento equivalente 0,22 -0,79 1,027 1,161	β_y	1,349	[-]	$\psi M_{1,y}$	331	381	194	92	86	
	β_z	1,291	[-]	$M_{1,z}$	11	40	20	10	4	
	μ_y	-0,224	[-]	$\psi M_{1,z}$	8	38	18	8	3	
	μ_z	-0,788	[-]	N_{Ed}	949	492	589	384	331	
	k_y	1,03	[-]	1>	0,56	0,53	0,35	0,20	0,17	
	k_z	1,16	[-]							

Tabella 3029: Verifiche di resistenza travi longitudinali

4.2 VERIFICA DELLE TRAVI TRASVERSALI

Le considerazioni appena fatte per le travi longitudinali si possono totalmente estendere alle travi trasversali dell'impalcato; anche esse infatti hanno tutte la stessa lunghezza (2.5m) e sono 26 in tutto l'impalcato. Le strutture strallate come quella in esame hanno la caratteristica di far lavorare molto gli elementi longitudinali e dare a quelli trasversali una funzione di semplice ripartizione trasversale; inoltre la soletta con cui si realizza il piano di calpestio della passerella appoggia sulle travi longitudinali senza caricare direttamente le trasversali.

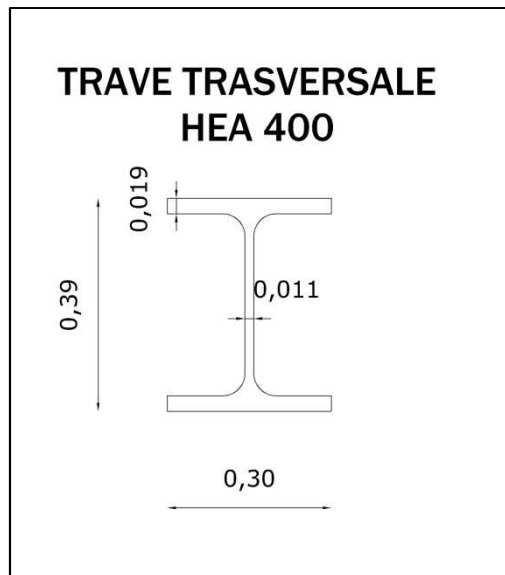


Figura 22: Trave trasversale

Anche questi elementi sono soggetti a pressoflessione deviata la verifica viene eseguita con la seguente formula.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}}\right) < 1$$

N_{Ed}	M_{y,Ed}	M_{z,Ed}	
96,00	142,00	26,00	
N_{Rd,min}	M_{y,Rd}	M_{z,Rd}	
4472,05	826,76	281,71	Verifica
0,021	0,172	0,093	0,287

Prima di effettuare la verifica vera e propria dobbiamo definire i coefficienti di instabilità della trave come precedentemente spiegato; Dalla Tab. 25 ricaviamo i coeff. di imperfezione per le due direzioni della sezione:

CLASSE DI DUTTILITA' 1

$$\alpha_Y = 0,21$$

$$\alpha_Z = 0,34$$

Attraverso questi due parametri si ricavano i fattori con cui tener conto dell'instabilità degli elementi che son stati calcolati utilizzando le formule del DM 2008 elencate e spiegate nel precedente paragrafo.

TRAVE TRASVERSALE HEA400			
Altezza della sezione trasversale	h	390,00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	300,00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	11,00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	19,00	[mm]
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Altezza tra le ali	h _i	352,00	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	298,00	[mm]
Area della sezione trasversale	A	159,0	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	57,33	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	114,00	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	45069	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	8564	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	16,84	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	7,34	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	2311,2	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	570,9	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	2561,8	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	872,9	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	189,0	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	2942076	[cm ⁶]

Tabella 31: Caratteristiche travi trasversali

La seguente tabella è del tutto analoga a quella utilizzata per le travi longitudinali e riassume i risultati dei fogli di verifica delle travi trasversali e riporta i coefficienti (<1) che verificano ampiamente tali elementi per tutte le combinazioni di carico.

VERIFICHE TRAVE TRASVERSALE HEA400										
Resistenza a compressione	$N_{by,R}$	5140,90	[kN]	Materiale costituente la trave						
	$N_{bz,R}$	4472,05	[kN]	Resistenza a snervamento	f_y	355	[MPa]			
Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	2500	[m]	Resistenza a rottura	f_u	510	[MPa]			
	L_{0z}	2500	[m]	Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]			
Snellezze della colonna	λ_y	14,88	[-]	Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]			
	λ_z	34,25	[-]				Geometria della trave			
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	148817775	[N]	Altezza della colonna	H	2500	[mm]			
	$N_{cr,z}$	28098424	[N]	Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	1	[-]			
Snellezze relative	λ'_y	0,19	[-]		Coefficienti di imperfezione	β_z	1	[-]		
	λ'_z	0,45	[-]	α_y		0,21	[-]			
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,52	[-]	Momenti sollecitanti	α_z	0,34	[-]			
	ϕ_z	0,66	[-]		$M_{1,y}$	204	[kNm]			
	χ_y	1,00	[-]		$\psi M_{1,y}$	148	[kNm]			
	χ_z	0,87	[-]		$M_{1,z}$	21	[kNm]			
					$\psi M_{1,z}$	20	[kNm]			
					Forza Normale sollecitante		N_{Ed}	146	[kN]	
Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	826,76	[kNm]							
	$M_{pl,z,Rd}$	281,71	[kNm]							
Resistenza a pressoflessione				TABELLA RIASSUNTIVA VERIFICHE						
Coefficienti ψ	ψ_y	0,725	[-]	KNm	SLU1	SLU 2	SLE 1	SLE 2	SLE 3	KNm
	ψ_z	0,952	[-]	$M_{1,y}$	204	142	142	80	69	
Coefficienti di momento equivalente 0,17 -0,25 1,004	β_y	1,292	[-]	$\psi M_{1,y}$	148	78	123	13	66	
	β_z	1,133	[-]	$M_{1,z}$	21	48	26	12	7	
	μ_y	-0,167	[-]	$\psi M_{1,z}$	20	46	24	11	6	
	μ_z	-0,248	[-]	N_{Ed}	146	71	96	63	55	
	k_y	1,00	[-]	1>	0,355	0,358	0,286	0,153	0,120	

Tabella 3230: Verifiche travi trasversali

4.3 VERIFICA DEI CONTROVENTI DI IMPALCATO

Gli elementi diagonali di controvento hanno la funzione di assorbire le sollecitazioni flessionali nel piano dell'impalcato derivanti dal vento o dalle azioni orizzontali in genere. Tali elementi lavorano infatti solo a trazione. Vengono per questo scelti profili circolari molto snelli con $d=30\text{mm}$ fig.....

La normativa detta per la verifica di tali elementi semplicemente tesi la seguente formula:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \right) < 1$$

dove il valore di $N_{t,Rd}$ viene valutato come il minore tra

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f}{\gamma_{m0}} \quad e \quad N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A \cdot f}{\gamma_{m2}}$$

N_{Ed}	
60,00	
MIN(N_{pl}, N_u)	
89,18	
	Verifica
0,673	0,673

Essendo la sollecitazione di trazione l'unica agente sul diagonale, viene fatta una sola verifica, ma in tabella si riportano tutte e cinque, utilizzando come azione sollecitante il massimo tra tutti gli elementi e tra tutte le combinazioni di carico $N_{Max} = 34\text{KN}$

	SLU1	SLU 2	SLE 1	SLE 2	SLE 3
N	33	60	45	21	11
1>	0,37	0,67	0,5	0,23	0,12

4.4 VERIFICA DELL'ARCO PORTANTE

L'arco portante della passerella è una struttura di forma parabolica di 30m di altezza e 31m di larghezza. La sua lunghezza effettiva è di 72m e viene realizzato con il montaggio di 11 profili circolari ($d=800\text{ mm}$ $s=50\text{mm}$) uniti tra loro in prossimità dei punti di aggancio degli stralli.

La lunghezza dei singoli profili sono due: avremo i profili 1 e 11, quelli alla base, lunghi 12m e i restanti 9 (prof 2,3,4,5,6,7,8,9,10) lunghi 4,6m.

Il modello 3D è stato realizzato, tenendo conto di questo importante aspetto, con 11 elementi Beam della lunghezza reale; per questo motivo ci fornisce le sollecitazioni sulle singole travi. È chiaro come le sollecitazioni dell'arco siano molto irregolari. Tale elemento avrà infatti una pressoflessione deviata ed una quota parte di flessione. Il procedimento di regolazione degli stralli, soprattutto quelli che vanno a terra hanno ridotto molto le flessioni fuori dal piano.

Le verifiche sono state effettuate sull'elemento più lungo $l=12\text{m}$, il più sensibile all'instabilità, per le 5 combinazioni di carico realizzate. È chiaro come la simmetria radiale della sezione fornisca un solo momento d'inerzia ed un alto momento d'inerzia torsionale: tutte le caratteristiche della sezione sono riassunte in Tab. 33



Figura23. Sezione arco di sostegno

ARCO PORTANTE $d=800\text{mm}$			
Diametro	h	800	[mm]
Area della sezione	A	117800	[mm ²]
Asse baricentrico			
Momento d'inerzia	I_y	8,32E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,y}$	2,08E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,y}$	2,82E+07	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i_y	265	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1,66E+10	[mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I_w	2,94E+12	[mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	1	[-]

Tabella 33 Caratteristiche sezione dell'arco

Le verifiche vengono eseguite, per le 5 combinazioni di carico, utilizzando la stessa formula delle travi longitudinali. $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}}\right) < 1$ essendo anche questi sollecitati da pressoflessione-deviata. Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva delle verifiche

VERIFICHE TRAVI DELL'ARCO DI SOSTEGNO										
Resistenza a trazione	$N_{i,Rd}$	38017,2	[kN]	Materiale costituente la colonna						
Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	30023,7	[kN]	Resistenza a snervamento	f_y	355	[MPa]			
	$N_{bz,Rd}$	30023,7	[kN]	Resistenza a rottura	f_u	510	[MPa]			
Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	12000	[mm]	Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]			
	L_{0z}	12000	[mm]	Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]			
Snellezze della trave	λ_y	45,28	[-]	Geometria della colonna						
	λ_z	45,28	[-]	Altezza della colonna	H	12000	[mm]			
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	119067623	[N]	Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	1	[-]			
	$N_{cr,z}$	119067623	[N]		β_z	1	[-]			
Snellezze relative	λ'_y	0,59	[-]	Coefficienti di imperfezione	α_y	0,49	[-]			
	λ'_z	0,59	[-]		α_z	0,49	[-]			
Coefficienti instabilità	ϕ_y	0,77	[-]	Momenti sollecitanti	$M_{1,y}$	1698	[kNm]			
	ϕ_z	0,77	[-]		$M_{1,y}$	1687	[kNm]			
	χ_y	0,79	[-]		$M_{1,z}$	1268	[kNm]			
	χ_z	0,79	[-]		M _{1,z}	1084	[kNm]			
				Forza Normale sollecitante	N_{Ed}	2744	[kN]			
Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	9090,2	[kNm]							
	$M_{pl,z,Rd}$	9090,2	[kNm]							
Resistenza a pressoflessione				VERIFICHE ARCO						
Coefficienti ψ	ψ_y	0,994	[-]		SLU1	SLU 2	SLE 1	SLE 2	SLE 3	KNm
	ψ_z	0,855	[-]	$M_{1,y}$	1698	964	1183	872	788	
Coefficienti momento equivalente	β_y	1,105	[-]	$\psi M_{1,y}$	1687	929	1180	864	778	
	β_z	1,202	[-]	$M_{1,z}$	1268	997	987	620	497	
	μ_y	-0,707	[-]	$\psi M_{1,z}$	1084	747	806	550	485	
	μ_z	-0,592	[-]	N_{Ed}	2744	1440	1869	1319	1169	
0,71 0,59 1,059 1,049	k_y	1,06	[-]	1>	0,435	0,268	0,307	0,211	0,182	

Tabella 34: Verifiche elementi dell'arco di sostegno

4.5 VERIFICA DEGLI STRALLI DI SOSTEGNO

Per gli stralli di sostegno vengono utilizzate delle funi spiroidali costituite da fili d'acciaio di alta resistenza zincati a caldo di diametro 30mm. La fune è formata da stralli di fili tondi avvolti ad elica attorno ad un nucleo centrale Fig. 25 Le principali caratteristiche sono elencate in Tab. 35

CARATTERISTICHE STRALLI	
Resistenza ft	1570/1760 MPa
Proof stress 0.2	1180/1320 Mpa
Allungamento a rottura	4%

Tabella 31: Caratteristiche funi spiroidali

La ditta produttrice di questi elementi fornisce anche i capicorda da montare alle 2 estremità del cavo con cui agganciarsi da una parte all'arco e dall'altra all'impalcato. I due collegamenti saranno diversi tra loro per il semplice motivo che si devono assegnare i pre-tiri a questi elementi, come precedentemente spiegato. Per questo l'aggancio dalla parte dell'arco verrà realizzato con un semplice forcina di metallo ad alta resistenza Fig. 24.

Quello dalla parte dell'impalcato invece con dei capicorda metallici regolabile come quello in Fig. 26 il cui particolare costruttivo, fornito dalla ditta produttrice, è riportato in Fig. 27.



Figura25: Funi spiroidali



Figura 23: Aggancio all'arco



Figura 27: Aggancio all'impalcato

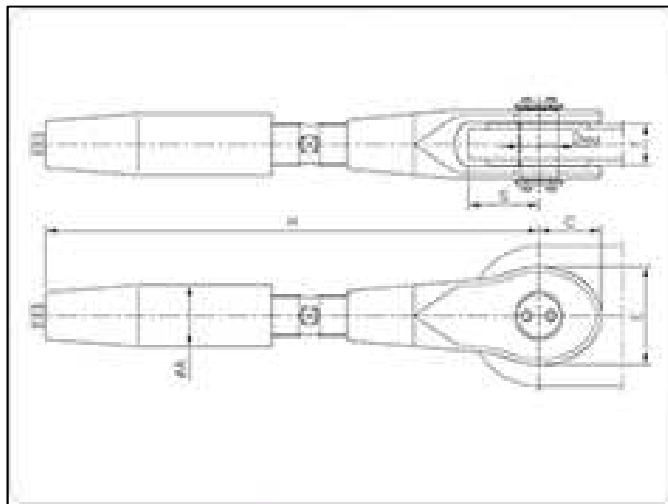


Figura 24: Particolare dell'aggancio di impalcato

L'elemento teso verrà verificato a trazione con il valore massimo delle 5 combinazioni di carico (3SLE e 2SLU) $T=430\text{KN}$

SLU 6	
N_{Ed}	
430,00	KN
N_{Rd.min}	
847,20	Verifica
0,508	0,508

	SLU1	SLU 2	SLE 1	SLE 2	SLE 3
N	430	310	340	280	260
1>	0,508	0,36	0,41	0,33	0,3

4.6 COLLEGAMENTI TRA GLI ELEMENTI DELL'IMPALCATO.

Gli elementi costitutivi della passerella e dell'arco sono stati tutti verificati per le varie combinazioni di carico. Dobbiamo ora predisporre i collegamenti con cui unire gli elementi strutturali tra loro.

Del tipo di collegamenti da realizzare abbiamo parlato nel paragrafo introduttivo elencandoli tutti. Ora faremo riferimento a quelli che fanno parte dell'impalcato.

Questi collegamenti saranno realizzati bullonando i profili tra loro tramite piastre di collegamento. Ogni nodo della struttura, in base al numero ed al tipo di travi che vi concorrono avrà un collegamento diverso. In figura sono evidenziate le tre tipologie di collegamento di impalcato e la loro posizione. Ciascuno di questi nodi è realizzato applicando due piastre d'ala una superiore ed una inferiore e due piastre d'anima laterali.

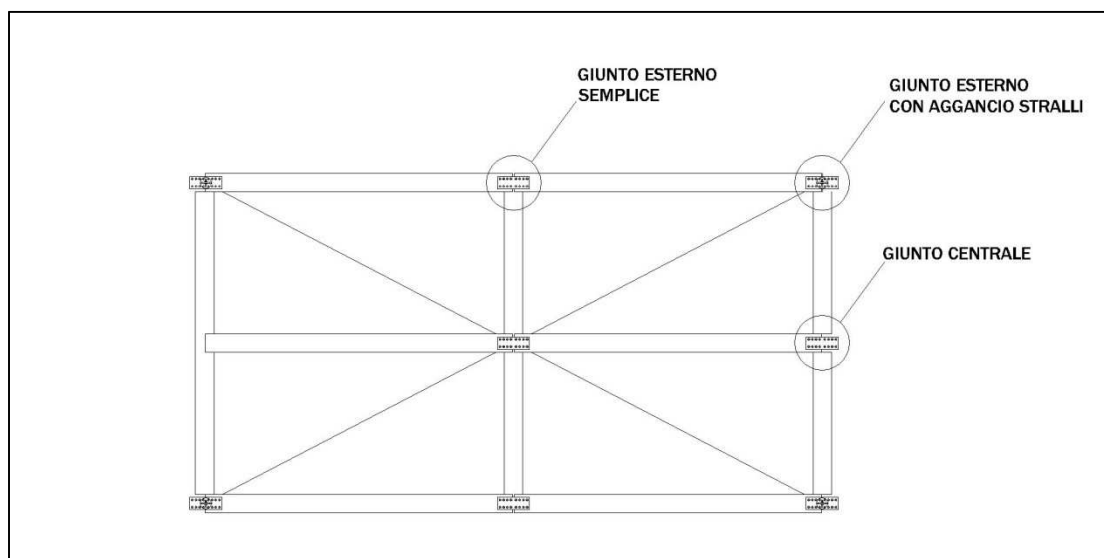


Figura 29: Pianta schematica dei giunti

Il materiale con cui realizzare le piastre è lo stesso utilizzato per le travi dell'impalcato cioè acciaio da carpenteria S355.

I bulloni invece sono realizzati con acciai diversi.

La normativa indica le tipologie e le caratteristiche dei bulloni da utilizzare per le unioni dei profili in acciaio al par 11.3.4.6. : *"I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII."*

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Tabella 326: Caratteristiche bulloni DM 2008

Nel caso in esame, ci troviamo a dover collegare profili di grande dimensione ed alta resistenza. Le verifiche dei collegamenti vengono effettuate secondo le leggi di gerarchia delle resistenze; questo vuol dire che non si effettua una verifica in funzione delle sollecitazioni ma si impone che il collegamento resista oltre la capacità ultima dei profili che unisce.

In realtà questa scelta è obbligata da una prescrizione della normativa che al Par 11.3.4.9 elenca:

Specifiche per le unioni di acciai da carpenteria in zona sismica.

- *i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.*

Per questo motivo si è deciso di utilizzare i bulloni ad alta resistenza di classe 10.9

GIUNTO CENTRALE: Concorrono in questo nodo due travi longitudinali HE600 e due travi trasversali HE400. In tutta l'estensione della passerella questo giunto sarà realizzato 13 volte nelle intersezioni centrali. Le sue caratteristiche sono elencate in tabella ed il particolare è presente in TAV. 4 i giunti centrali sono di due tipi: una tipologia con le 4 piastre di aggancio dei controventi di impalcato, l'altra senza.

CARETTERISTICHE GIUNTO CENTRALE					
	NUMERO	DIMENSIONE	SPESSORE	N° BULLONI	DIAMETRO BULLONI
		[mm]	[mm]		[mm]
PIASTRA ANIMA	2	300x300	20	24	24
PIASTRA D'ALI	2	520x20	20	16	20
PIASTRA AGGANCIO CONTROVENTO	4	100X100	20	1	24

Tabella 33: Elementi costitutivi giunto centrale

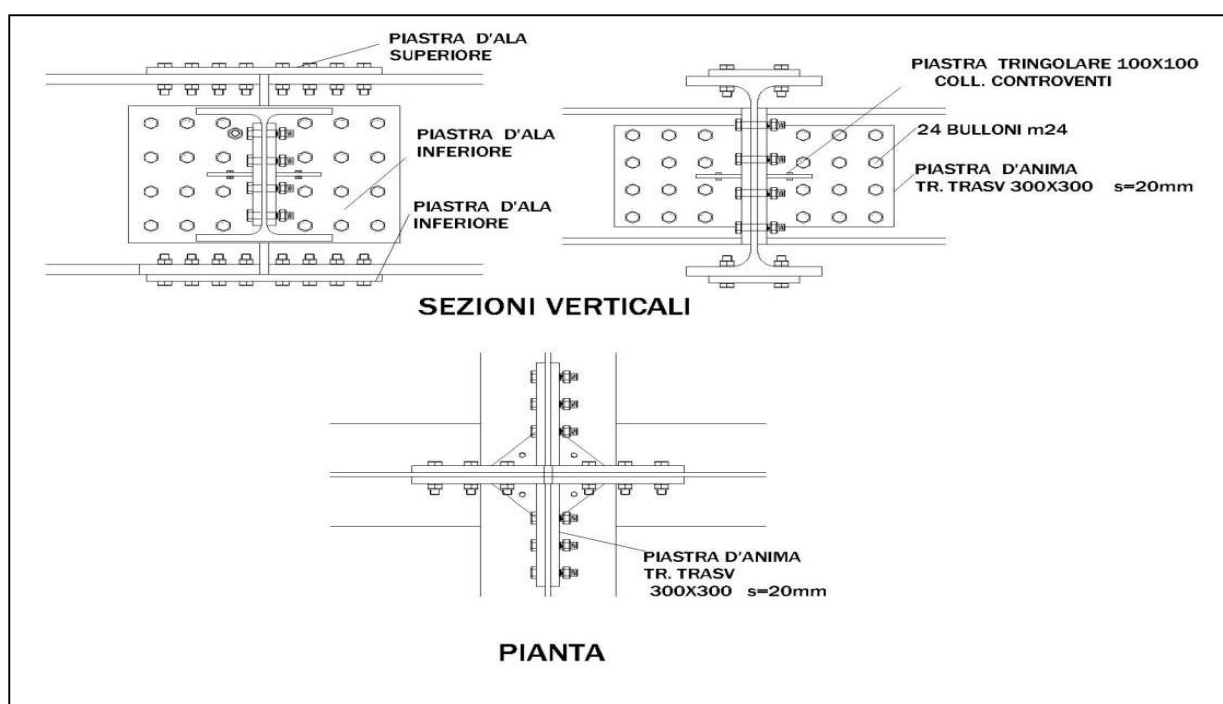


Figura 30: Giunto centrale dell'impalcato

GIUNTO ESTERNO: Questo giunto collega a travi HE600 ed una HE400 e viene realizzato nei 14 nodi esterni della passerella nei quali non arrivano ne gli stralli di sostegno ne i diagonali di controvento

CARETTERISTICHE GIUNTO ESTERNO					
	NUMERO	DIMENSIONE	SPESSORE	N° BULLONI	DIAMETRO BULLONI
		[mm]	[mm]		[mm]
PIASTRA ANIMA	2	300x300	20	24	24
PIASTRA D'ALI	2	520x20	20	16	20
PIASTRA AGGANCIO CONTROVENTO	/	/	/	/	/

Tabella 34: Elementi costitutivi giunto esterno

GIUNTO ESTERNO CON AGGANCIO STRALLI. Questo tipo di giunto è analogo al giunto esterno semplice con l'aggiunta di due piastre triangolari per l'aggancio dei controventi di impalcato. Inoltre è realizzata diversamente la piastra d'ala superiore alla quale viene fissato il dispositivo di aggancio degli stralli di sostegno.

CARETTERISTICHE GIUNTO ESTERNO CON AGGANCIO STRALLI					
	NUMERO	DIMENSIONE	SPESSORE	N° BULLONI	DIAMETRO BULLONI
		[mm]	[mm]		[mm]
PIASTRA ANIMA	2	300x300	20	24	24
PIASTRA D'ALI	2	520x20	20	16	20
PIASTRA AGGANCIO CONTROVENTO	2	100x100	20	1	24
AGGANCIO STRALLI	1	D=200	20	4	16

Tabella 35: Elementi costitutivi giunto centrale con aggancio stralli

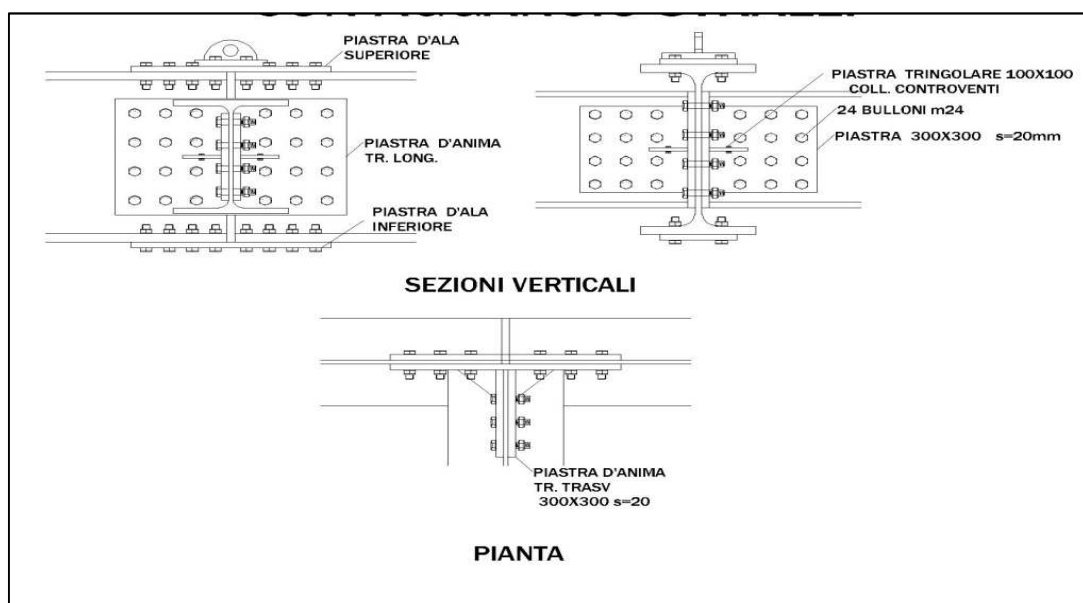


Figura 31: Giunto esterno con aggancio stralli

Oltre a questi collegamenti di tipo strutturale è stato previsto anche un giunto in acciaio con la funzione di sostenere il rivestimento laterale e inferiore in legno prevista dal progetto architettonico.

Questo collegamento riportato in figura si alternerà ogni 5 m in prossimità delle piastre laterali e ha incorporato il dispositivo di ritenuta laterale.

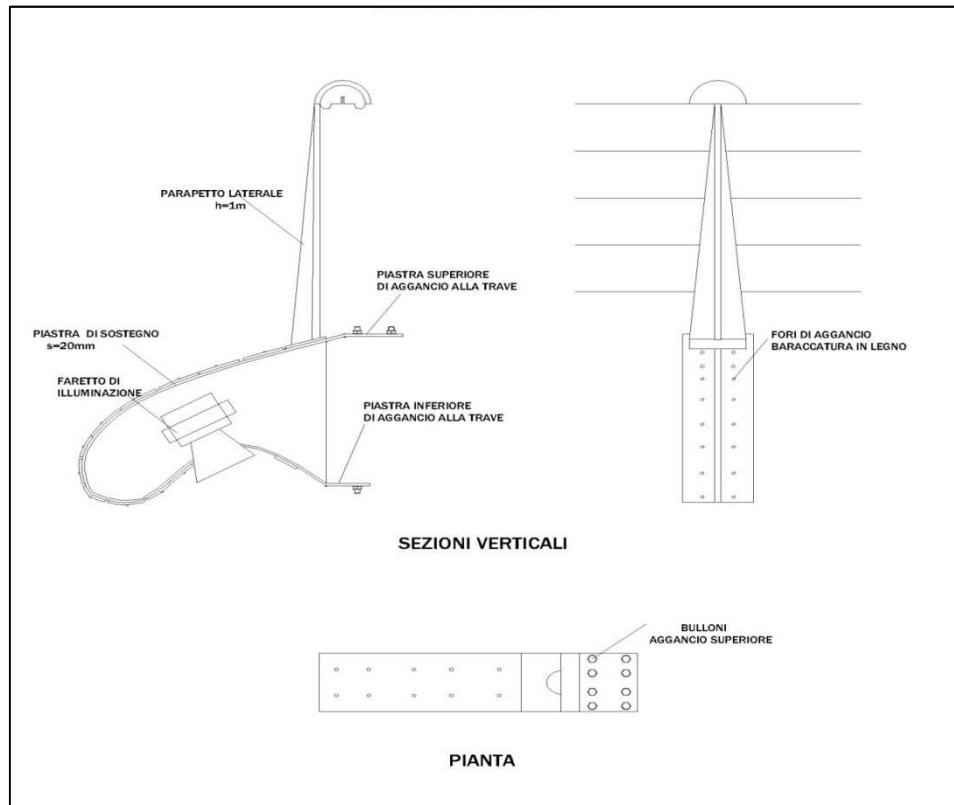


Figura 32: Sostegno rivestimento laterale e inferiore

CAPITOLO 5: OPERE A TERRA E OPERE DI FONDAZIONE

Il progetto delle opere a terra comprende tutte quelle strutture che garantiscono e forniscono alla struttura della passerella il giusto grado di vincolo. In totale i punti in cui l'intera struttura dalla passerella è vincolata a terra sono 10

- 2 incastri alla base dell'arco
- 2 agganci dei tiranti a terra
- 3 cerniere a terra per il sostegno dell'impalcato
- 3 carrelli scorrevoli per il sostegno della passerella dove essa si aggancia con la banchina.

Nello stesso modo in cui abbiamo ricavato le sollecitazioni degli elementi strutturali, durante la fase di post-processing, si possono estrarre le reazioni che i vincoli a terra da noi inseriti forniscono alla struttura per le varie combinazioni di carico. Le più sfavorevoli di queste reazioni, quelle agli SLU riportate in Tab. 40 saranno utilizzate per progettare le opere a terra

REAZIONI SLU DEI VINCOLI A TERRA						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	N	N	N	Nm	Nm	Nm
1 TERRA	354760,1	39216,43	-24455	/	/	/
2 TERRA	457571,9	33543,584	-7163	/	/	/
3 TERRA	422441,4	29081,838	-26188	/	/	/
1 BANCHINA	/	86575,954	-14883	/	/	/
2 BANCHINA	/	90606,969	-6108	/	/	/
3 BANCHINA	/	86355,807	-30183	/	/	/
TIR NORD	-673300	-662001	-131801	/	/	/
TIR SUD	-737340	-1181562	173841,8	/	/	/
ARCO NORD	-498235,2	2337257,5	390503,1	1236151,254	56834,76	-92436
ARCO SUD	62237,71	2660790,4	-413024	-1011414,93	-279745	-754377

Tabella 36: Riepilogo sollecitazioni opere a terra

Le opere a terra da realizzare che verranno progettate e verificate nelle prossime pagine saranno

- Muro di sostegno in prossimità della spalla a terra della passerella (l=6m).
- Muro di sostegno in prossimità dell'aggancio degli stralli a terra (l=4,6m).
- Plinto di sostegno di fondazione dei pali per l'arco di sostegno

55.1 VERIFICA DELLA SPALLA DI SOSTEGNO A TERRA DELLA PASSERELLA

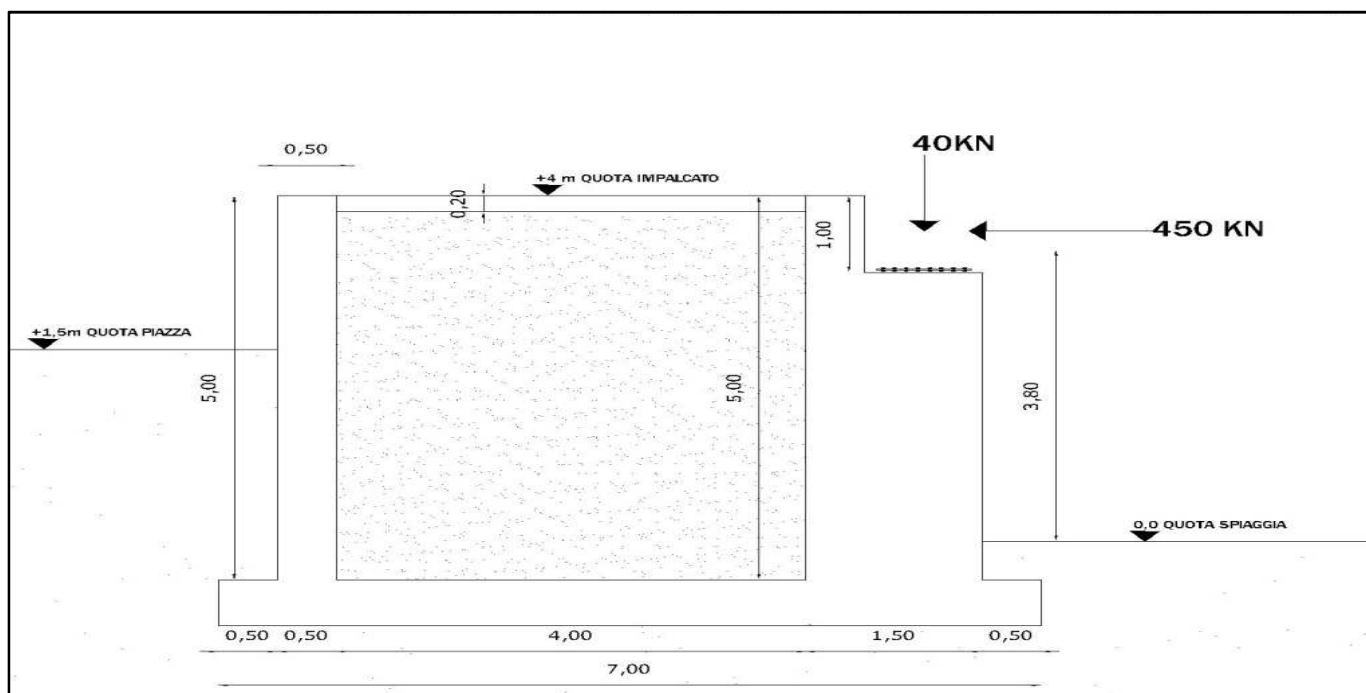


Figura 33: Sezione spalla di sostegno della passerella

Calcolo dei pesi propri di 1 m di muro

	H (m)	B (m)	PESO SPECIFICO (N/m)	Ptot (N)
MURO	5	1.5	25000	187500
FONDAZIONE	0.6	0.6	25000	120000
MURO INT.	5	0.5	25000	62500
SOLETTA	0.2	4	25000	20000
RIEMPIMENTO	4	5	18000	360000
				750000 N

Tabella 37: Peso proprio spalla della passerella

Il DM 2008 al Cap 6 .4 indica per le verifiche delle fondazioni agli SLU e SLE:

"La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Di seguito al Par 6.4.2.1 indica:

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

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 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri

geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Le verifiche che seguiranno verranno quindi svolte utilizzando l'approccio 2 (A1+M1+R3) per la capacità portante e per lo scorrimento; non si fattorizzano né le azioni né le caratteristiche del terreno ma solo le resistenze con i coeff. R3 in Tab. 41

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 38: Coefficienti di sicurezza fondazioni DM 2008

5.1.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Tale verifica viene fatta in termini di momenti rispetto al punto estremo della fondazione. Si trascura, nel calcolo del momento stabilizzante, il peso trasmesso alla spalla della passerella. Il calcolo delle masse stabilizzanti interessa il muro di sostegno per due metri della sua profondità; questo perché alla spalla di larghezza 6m arrivano, in prossimità delle travi longitudinali della passerella 3 spinte da 450KN.

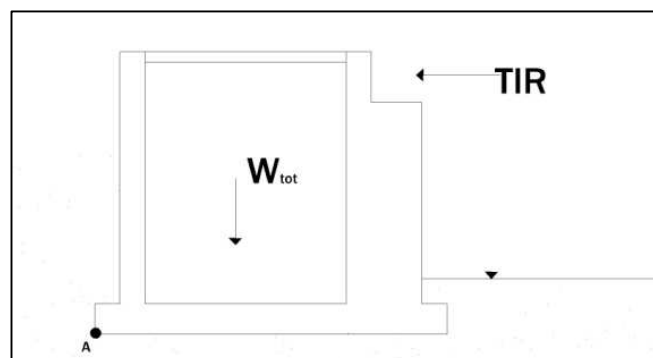


Figura 34: Verifica a ribaltamento

$$M_{ribaltante} = 450 \cdot 4.6 = 2070 \text{ KNm}$$

$$M_{stabilizzante} = 187500 \cdot 6.25 \cdot +120000 \cdot 4 \cdot 2 + 67500 \cdot 1.25 \cdot 2 + 20000 \cdot 4 \cdot 2 + 36000 \cdot 4 \cdot 2 = 6120 \text{ KNm}$$

$$F_{sicurezza} = \frac{M_{rib}}{M_{stab}} = 2.95$$

5.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Tale verifica si effettua lungo la superficie di contatto tra il muro ed il terreno e garantisce che le struttura non trasli orizzontalmente.

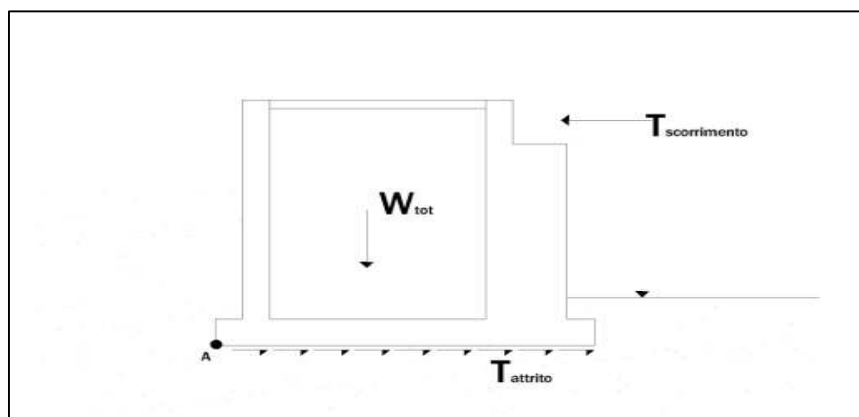


Figura 35: Verifica a scorrimento

$$T_{scorrimento} = 450 \text{ KN}$$

$$Tg(\varphi) = Tg(32) = 0.62$$

Inserisco il $\gamma_R = 1,1$ dell'approccio 2 applicandolo al taglio resistente..

$$T_{res} = 750 \cdot 2 \cdot 0.62 / 1,1 = 845 \text{ KN}$$

$$F_{sicurezza} = \frac{T_{scorr}}{T_{res}} = 1,97$$

5.1.3 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Il peso di 1 m lineare di muro sotto il quale verificare la fondazione è:

$$P_p + N = 790 \text{ KN}$$

Calcolo della tensione trasmessa al terreno dal peso della struttura con il carico N della passerella.

$$\sigma_t = \frac{790}{8} = 112 \text{ KPa}$$

Si valuta la capacità portante del terreno ad una profondità di 1.6m per 1m di lunghezza utilizzando la formula ed i coefficienti di Vesic per le fondazioni superficiali

φ	$N \gamma$	$N \gamma$
32°	23.18	30.2

$$\sigma_{ult} = \gamma \cdot d \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma = 19 \cdot 1.6 \cdot 23,18 + 0.5 \cdot 19 \cdot 1 \cdot 30.2 = 990 \text{ KPa}$$

Inserisco il $\gamma_R = 2,3$ dell'approccio 2 e valuto la capacità portante con cui verificare la fondazione.

$$\sigma_{amm} = \sigma_{ult}/2,3 = 430 \text{ KPa}$$

Ora si valutano le tensioni considerando il momento dato dalla sollecitazione T=450Kn che arriva dalla passerella. Tale sollecitazione verrà assorbita da 2 metri di struttura di fondazione perciò nel calcolo delle tensioni aggiuntive si considererà metà del momento flettente

$$M = \frac{450 \cdot 4}{2} = 900 \text{ KNm} \quad N = 790 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{900}{79} = 1.1 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_b = \frac{790}{7} + \frac{6 \cdot 900}{7^2} = 223 \text{ KPa} < \sigma_{amm} = 430 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = \frac{790}{7} - \frac{6 \cdot 900}{7^2} = 8 \text{ KPa}$$

La tensione nel punto b risulta minore della tensione ammissibile del terreno garantendo la stabilità del complesso di fondazione.

Il calcestruzzo utilizzato per tutte le opere di fondazione a terra che di seguito verificheremo è determinato secondo la norma **UNI EN 206-1:2006**

Definiamo quindi:

- CLASSE XS 1 per le opere: "Strutture prossime oppure sulla costa"

Perciò la classe minima da utilizzare per queste opere è la C 32/40

L'utilizzo della norma appena citata e il suo collegamento con il DM 2008 è spiegato, con annessi gli estratti delle Tabelle utilizzate, nel seguito di questa trattazione dove, per la realizzazione delle opere a mare quindi a contatto diretto con l'acqua, si è resa necessaria un'analisi ancor più approfondita.

Ora verifico le sezioni in CLS che compongono la spalla di sostegno

5.1.4 VERIFICA SEZIONE 1: Mensola verticale sez 100X150cm

Le sollecitazioni alla base del muro sono di seguito riportate. In tabella Blu sono riportate le tensioni di esercizio ricavate dalla verifica delle sezioni armate con i ferri indicati sotto ed in figura.

$$M = 450 \cdot 4 = 1800 \text{ KNm}$$

$$T = 450 \text{ KN}$$

Verificata con 10 Ø24 / 20cm

Posizione dell'armatura inferiore dal lembo compresso	= 145	cm	
Posizione asse neutro	= 35,75	cm	dal lembo superiore
Momento d'inerzia della sezione armata	= 12012135	cm ⁴	
Tensione nel calcestruzzo	= 52,09	kg/cmq	Si
Tensione nell'armatura superiore	= 672,06	kg/cmq	Si
Tensione nell'armatura inferiore	= 2387,35	kg/cmq	Si
Verifica del taglio	= 3,45	kg/cmq	Si

Tabella 39: Riepilogo verifica della sezione

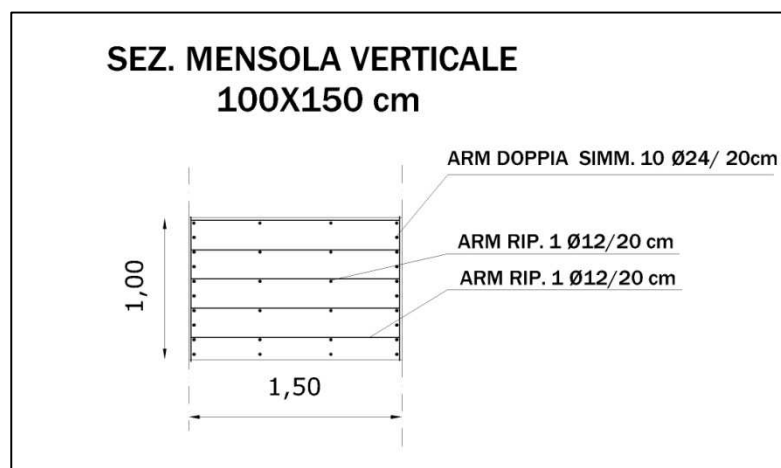


Figura 36: Sezione del muro di sostegno

5.1.5 VERIFICA SEZIONE 2 Trave di fondazione sez 100x60cm

$$\sigma_t = \frac{790}{8} = 112 \text{ KPa}$$

$$M_1 = 112 \cdot \frac{4^2}{12} = 149 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 112 \cdot \frac{0.5^2}{2} = 14 \text{ KNm}$$

Posizione dell'armatura inferiore dal lembo compresso	= 58	cm	
Posizione asse neutro	= 8,53	cm	dal lembo superiore
Momento d'inerzia della sezione armata	= 231891	cm ⁴	
Tensione nel calcestruzzo	= 17,67	kg/cmq	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura superiore	= 202,88	kg/cmq	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura inferiore	= 1535,87	kg/cmq	<i>Si</i>
Verifica del taglio	= 2,11	kg/cmq	<i>Si</i>

Tabella 40: Riepilogo verifica della sezione

Dimensiono la trave per il momento massimo tra i due ed estendo le armature per tutta la lunghezza della trave di fondazioni armata con 10 Ø14 / 20 cm

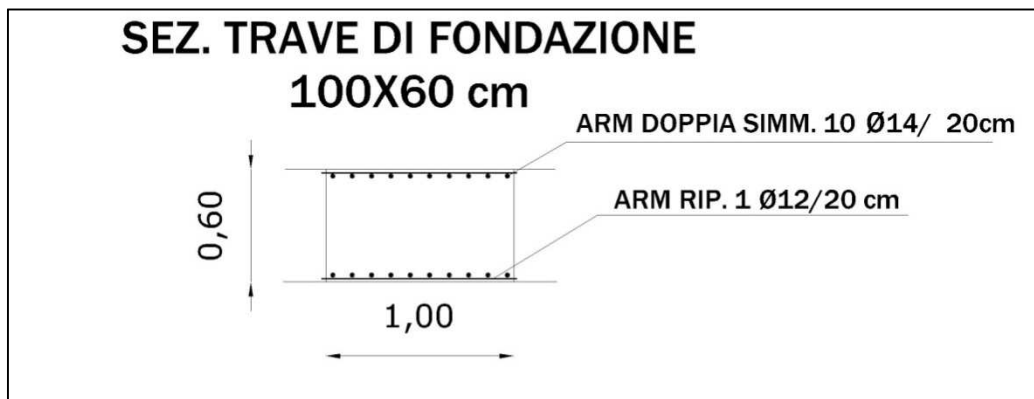


Figura 37: Sezione del muro di sostegno

5.1.6 VERIFICA SEZIONE 3 Soletta superiore SEZ 100X20cm

Per la verifica della soletta superiore con cui realizzare il piano di calpestio di arrivo alla passerella è necessaria una veloce analisi dei carichi da cui si ricavano i momenti sotto riportati.

	H (m)	B (m)	PESO SPECIFICO (N/m)	Ptot (N/m ²)
SOLETT	0.2	1	25000	5000
MASS+IMP				1000
FOLLA				5000
			TOT	11000

Tabella 41: Carichi soletta

$$M_{sol} = 11000 \cdot \frac{4^2}{12} = 14.6 \text{ kNm(ml)}$$

$$T_{sol} = 11000 \cdot \frac{4}{2} = 22 \text{ KN(ml)}$$

Verificata con 5 Ø10/20cm

Posizione dell'armatura inferiore dal lembo compresso	=	18	cm		
Posizione asse neutro	=	3,82	cm		dal lembo superiore
Momento d'inerzia della sezione armata	=	13897	cm ⁴		
Tensione nel calcestruzzo	=	38,45	kg/cm ^q	<i>Si</i>	
Tensione nell'armatura superiore	=	274,55	kg/cm ^q	<i>Si</i>	
Tensione nell'armatura inferiore	=	2143,18	kg/cm ^q	<i>Si</i>	
Verifica del taglio	=	6,79	kg/cm ^q	<i>NO</i>	

Tabella 42: Riepilogo verifica della sezione

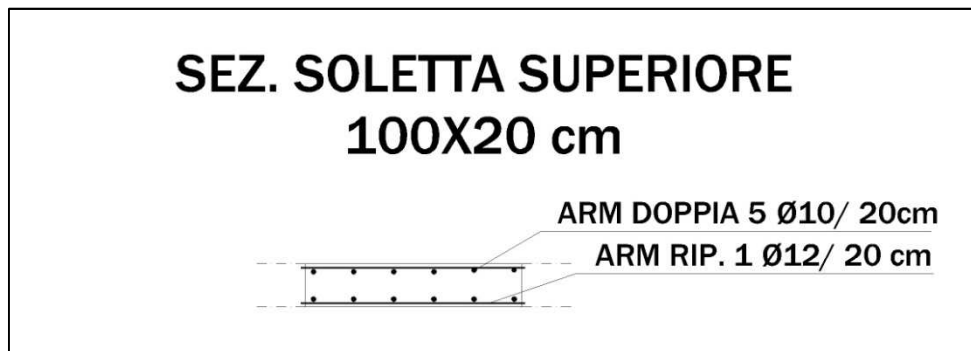


Figura 38: Sezione del muro di sostegno

5.1.7 VERIFICA DEI TIRAFONDI DELLA PIASTRA DI SOSTEGNO

$$N = 40KN \quad T = 450KN$$

Lo sforzo T orizzontale si esplicherà sui tirafondi come sforzo tagliante. Tale sollecitazione risulta abbastanza alta; perciò si dovrà alzare notevolmente il numero dei tirafondi previsti inizialmente. Si decide di utilizzare 10 tirafondi con diametro di 32mm

$$A_{tir} = \pi \cdot \frac{32^2}{4} = 706mm^2$$

$$\tau_{tir} = \frac{450000}{10 \cdot 706} = 63.7N/mm^2$$

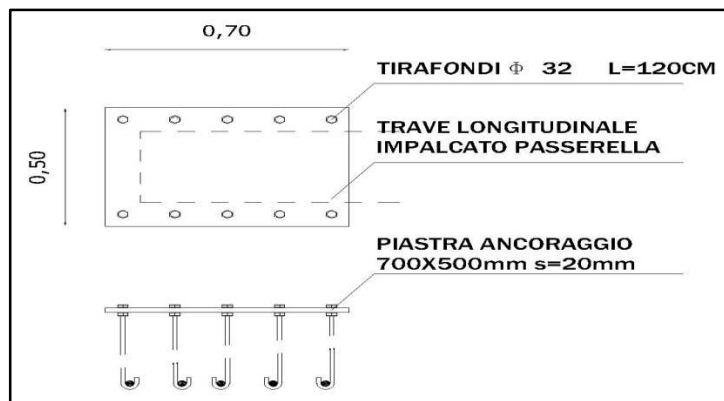


Figura 39: Particolare dei tirafondi della piastra

5.2 VERIFICA DELLA SPALLA DI AGGANCIO DEI TIRANTI A TERRA

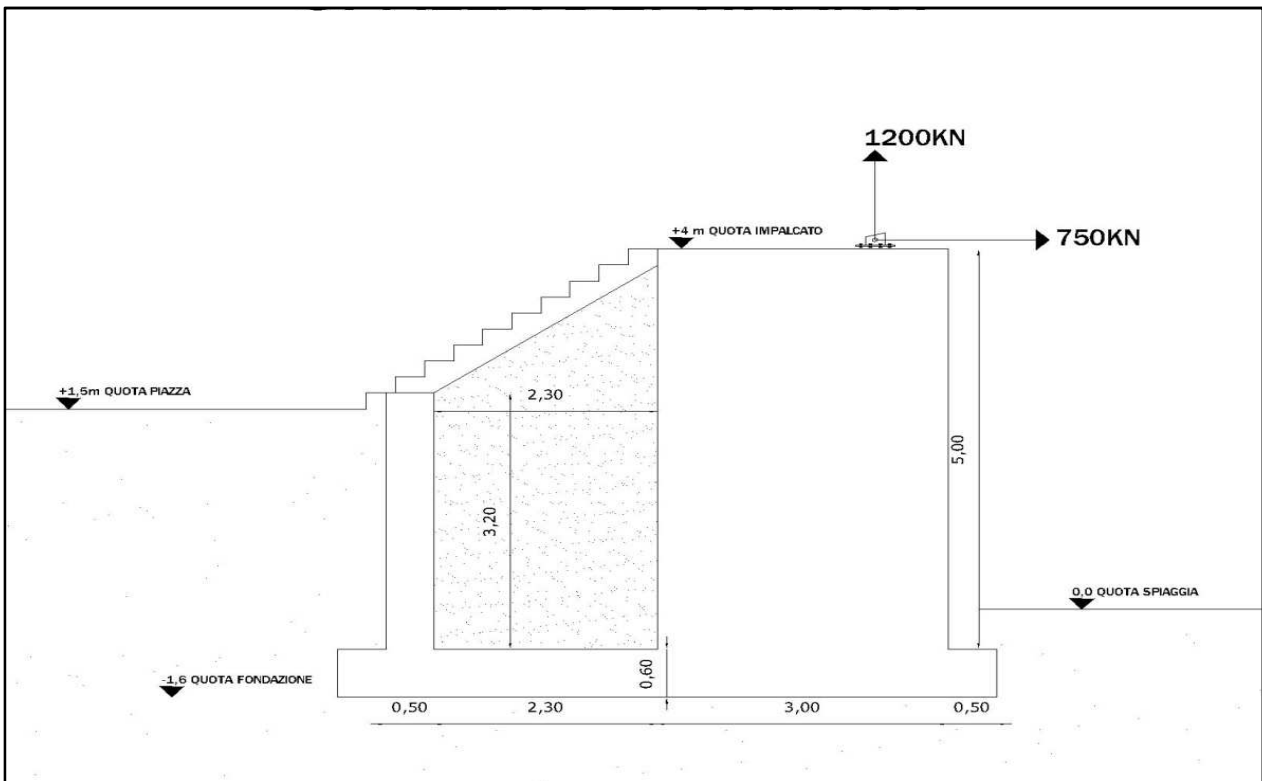


Figura 40: Sezione del muro con aggancio stralli a terra

Calcolo dei pesi propri di 1 m lineare del muro di sostegno dell'aggancio dei tiranti.

	H (m)	B (m)	PESO SPECIFICO (N/m)	Ptot (N)
MURO	3	5	25000	375000
FONDAZIONE	7	0.6	25000	105000
MURO INT.	5	0.5	25000	62500
SOLETTA	0.2	2.5	25000	12500
RIEMPIMENTO	2.5	5	18000	225000
				785000 N(ml)

Tabella 43: Pesi propri sezione aggancio stralli

Le considerazioni fatte per la spalla della passerella si possono estendere e questa parte del muro di sostegno. Questa sezione si estende per 4,6m della lunghezza del muro circolare di contenimento della piazza. Le successive verifiche verranno svolte analogamente a quelle effettuate per la spalla della passerella e riguarderanno il muro realizzato con la sezione sopra riportata.

5.2.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Tale verifica viene fatta in termini di momenti rispetto al punto estremo della fondazione. il calcolo delle masse stabilizzanti interessa il muro di sostegno per 4.6 metri della sua profondità; questo perche la presenza di un azione sollecitante verso l'alto impone di aumentare molto il peso proprio del muro. In prossimità del aggancio nord dei tiranti è presente una scala a poca distanza (3m) dalla spalla. Queste due osservazioni hanno suggerito di realizzare in questa larghezza un setto di cls pieno su cui agganciare la piastra con i 4 tiranti.

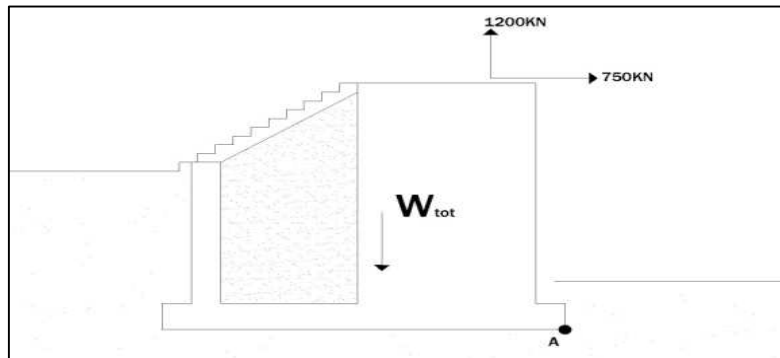


Figura 251: Verifica a ribaltamento

$$M_{ribaltante} = 750 \cdot 5.6 + 1200 \cdot 1 = 5400 \text{ KNm}$$

$$M_{stabilizzante} = 375000 \cdot 1.75 \cdot 4.6 + 1050000 \cdot 3.5 \cdot 4.6 + 62500 \cdot 6.25 \cdot 4.6 + 22500 \cdot 4.75 \cdot 4.6 + 12500 \cdot 4.75 \cdot 4.6 = 11690 \text{ KNm}$$

$$F_{sicurezza} = \frac{M_{rib}}{M_{stab}} = \frac{5400}{11690} = 2.16$$

5.2.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Tale verifica si effettua lungo la superficie di contatto tra il muro ed il terreno e garantisce che le struttura non trasli orizzontalmente.

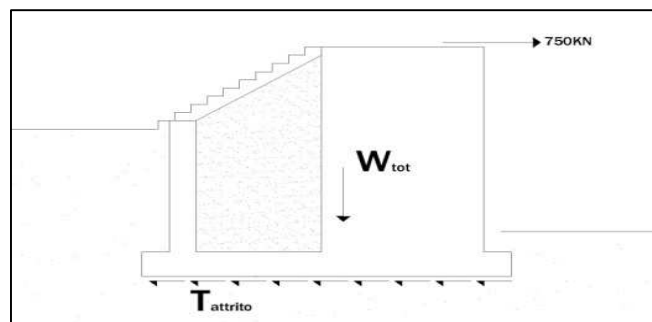


Figura 26: Verifica a scorrimento

$$T_{scorrimento} = 750 \text{ KN}$$

$$Tg(\varphi) = Tg(32) = 0.62$$

Inserisco il $\gamma_R = 1,1$ dell'approccio 2 e lo applico al taglio resistente.

$$T_{res} = (785 \cdot 4.6 - 120) \cdot 0.62 / 1,1 = 1950 \text{ KN}$$

$$F_{sicurezza} = \frac{T_{scorr}}{T_{res}} = \frac{1950}{750} = 2.66$$

5.2.3 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Il peso di 1 m lineare di muro sotto il quale verificare la fondazione è:

$$P_p = 780 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

Calcolo della tensione trasmessa al terreno dal peso della struttura senza considerare il tiro dei tiranti

$$\sigma_t = \frac{785}{7} = 111 \text{ KPa}$$

Tale valore si dovrà confrontare con la tensione ammissibile del terreno precedentemente definita. Si devono però valutare anche gli incrementi di tensione dovuti alla presenza dell'azione flettente derivante dal tiro orizzontale degli stalli (750KN) che influenza la struttura di sostegno per tutta la sua lunghezza 4.6m

$$M = \frac{750 \cdot 4}{4.6} = 650 \text{ KNm} \quad N = 790 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{650}{785} = 1.1 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_b = \frac{785}{7} + \frac{6 \cdot 650}{7^2} = 191 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = \frac{785}{7} - \frac{6 \cdot 650}{7^2} = 32 \text{ KPa}$$

La più grande di queste sollecitazioni viene confrontata con la tensione ammissibile calcolata e di seguito riportata.

Inserisco il $\gamma_R = 2,3$ dell'approccio 2 e valuto la capacità portante con cui verificare la fondazione.

$$\sigma_{amm} = \sigma_{ult}/2,3 = 430 \text{ KPa}$$

$$\sigma_b = \frac{785}{7} + \frac{6 \cdot 650}{7^2} = 191 \text{ KPa} < \sigma_{amm} = 430 \text{ KPa}$$

Ora verifico le sezioni in CLS della spalla di sostegno

5.2.4 VERIFICA SEZIONE 1 Mensola verticale sez 100X300cm

$$M = 750 \cdot 4 = 3750 \text{ KNm}$$

$$T = 750 \text{ KN}$$

Verificata con 12 $\emptyset 24/1m$

Posizione dell'armatura inferiore dal lembo compresso	=	295	cm		
Posizione asse neutro	=	55,48	cm	dal	lembo superiore
Momento d'inerzia della sezione armata	=	54483630	cm ⁴		
Tensione nel calcestruzzo	=	34,52	kg/cmq	Si	
Tensione nell'armatura superiore	=	471,18	kg/cmq	Si	
Tensione nell'armatura inferiore	=	2235,41	kg/cmq	Si	
Verifica del taglio	=	2,82	kg/cmq	Si	

Tabella 44: Riepilogo verifica della sezione

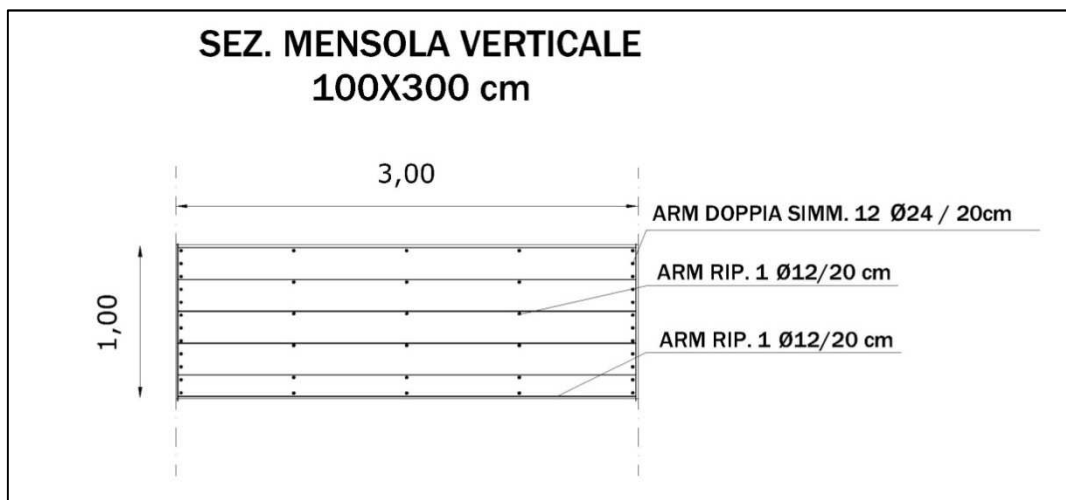


Figura 43: Sezione spalla del muro

5.2.5 VERIFICA SEZIONE 2 Trave di fondazione sez 100x60cm

$$\sigma_t = \frac{785}{87} = 111 \text{ KPa}$$

$$M_1 = 111 \cdot \frac{2.5^2}{12} = 57 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 111 \cdot \frac{0.5^2}{2} = 13 \text{ KNm}$$

Dimensiono la trave per il momento massimo tra i due. Entrambi risultano inferiori ai momenti con cui ho calcolato e verificato la sezione della spalla. Ricordando che tali sezioni fanno parte dello stesso muro di sostegno e contenimento della piazzetta si decide di prolungare l'armatura a tutto il basamento ed estendo le armature per tutta la lunghezza della trave di fondazioni armata con 10 Ø14/1m vedi Fig. 44.

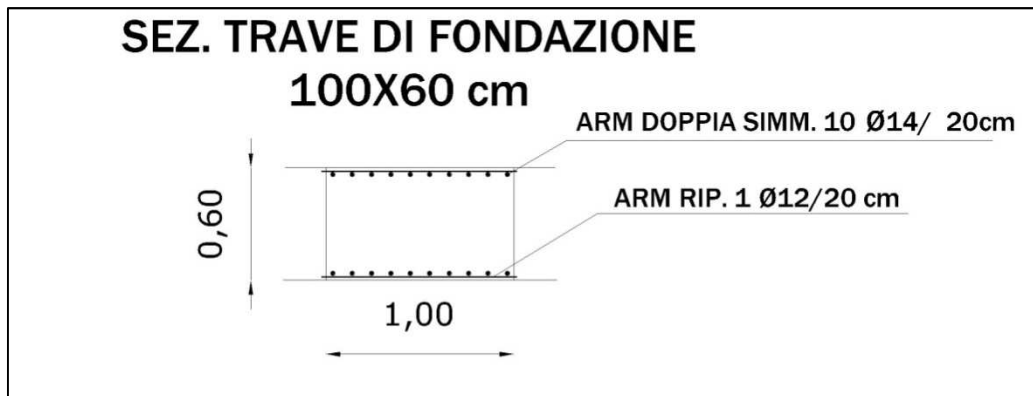


Figura 44: Sezione della trave di fondazione

5.2.6 VERIFICA DEI TIRAFONDI DI AGGANCIAMENTO DEGLI STRALLI A TERRA

Tali elementi devono garantire l'ancoraggio dei 4 stralli a terra. Il totale delle sollecitazioni e le diverse inclinazioni degli stralli suggeriscono di realizzare quattro piastre affiancate ma distinte e di realizzare un ancoraggio, tramite i tirafondi, indipendente tra le piastre. Devo a questo punto dividere per quattro le sollecitazioni.

$$N_{tot} = 1200 \text{ KN} \quad T_{tot} = 750 \text{ KN}$$

$$N_{tir} = 300 \text{ KN} \quad T_{tir} = 180 \text{ KN}$$

Si decide di ancorare ciascuna delle quattro piastre con 10 tirafondi diametro 20mm.

$$A = \pi \cdot \frac{20^2}{4} = 314\text{mm}^2$$

$$\sigma_{tir} = \frac{300000}{10 \cdot 314} = 95\text{N/mm}^2$$

$$T_{tir} = \frac{180000}{10 \cdot 314} = 57\text{N/mm}^2$$

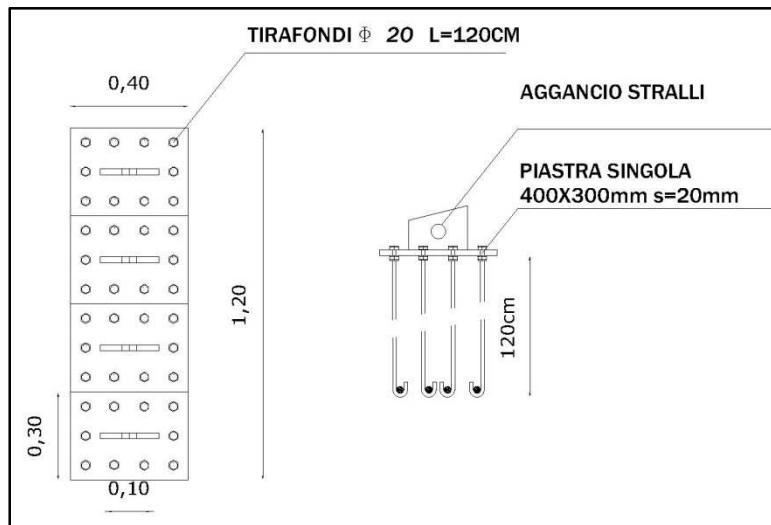


Figura45: Particolare dei tirafondi

5.3 PLINTO DI SOSTEGNO DELL'ARCO

L'arco di sostegno della passerella è ancorato a terra da due plinti quadrati. Il tipo grado di vincolo che tale struttura di fondazione deve garantire è molto elevato, vista l'importanza dell'opera ma soprattutto tale fondazione è sollecitata da azioni assiali e taglianti ma anche da due momenti ribaltanti. Le sollecitazioni, ricavate dal modello 3d della struttura, sono associate alla combinazione di carico più gravosa cioè quella agli SLU. La presenza di momenti ribaltanti e sforzi normali tanto elevati, insieme alle considerazioni sul tipo di terreno impongono la realizzazione di un plinto su pali.

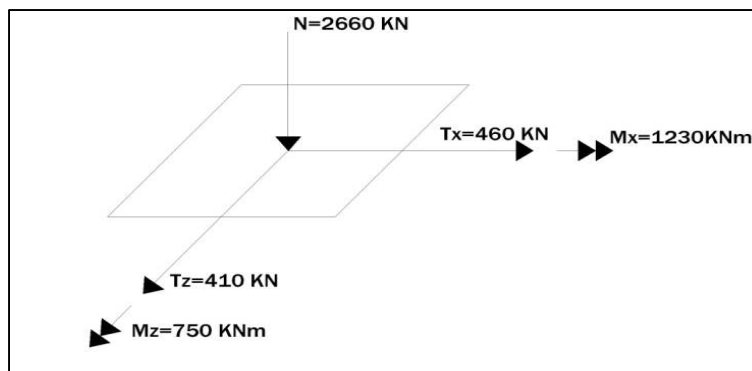


Figura 27: Sollecitazioni del basamento dell'arco

Per valutare la capacità portante di una fondazione profonda è necessario conoscere la stratigrafia del terreno. Si è fatto perciò riferimento ad una relazione geologica, depositata presso l'ufficio tecnico del comune di Riccione, allegata al progetto di un parcheggio sotterraneo da realizzarsi proprio in prossimità di viale Ceccarelli. Lo studio presente in questa relazione è rivolto al tratto del lungomare della repubblica che va da piazzale Roma a Piazzale S.Martino e i sondaggi che sono stati svolti sono rappresentati in figura sotto. Come si può facilmente notare dall'immagine la stratigrafia ricavata dai 5 sondaggi risulta regolare lungo il tratto costiero; inoltre il punto di rilievo P1 è proprio in prossimità di Viale Ceccarelli luogo di progetto dell'opera esaminata in questo elaborato.

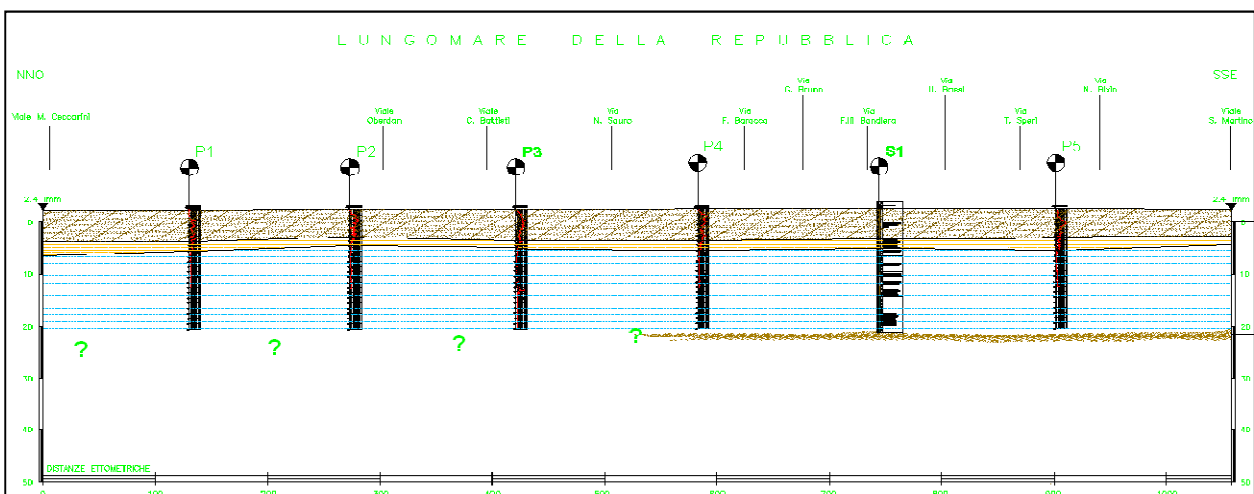


Figura 47: Disposizione dei rilievi

Tale relazione ha interessato il terreno di sottofondo per una profondità di 25m ed ha individuato 4 strati differenti le cui caratteristiche vengono elencate di seguito partendo dal piano campagna:

Strato 1 - Sabbia medio fine (spessore = 5 metri)

- peso di volume $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi' = 30^\circ\text{-}32^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
- Permeabilità (assiale) $k = 3.35\text{E-}05 \text{ m/sec}$
- Permeabilità (diametrica) $k = 1.78\text{E-}05 \text{ m/sec}$

Strato 2 – Lenti di sabbia fine a tratti limosa (spessore = 2 metri)

- peso di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi' = 28^\circ\text{-}30^\circ$
- coesione efficace $c' = 1\text{-}2 \text{ kPa}$
- Permeabilità (limi sabbiosi) $k = 1.45\text{E-}08 \text{ m/sec}$

Strato 3 – Limo argilloso e/o Argilla limosa (spessore = 15-16 metri)

- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi' = 21\text{-}23^\circ$
- coesione efficace $c' = 12\text{-}14 \text{ kPa}$

Strato 4 - Ghiaia in matrice limo sabbiosa (spessore = 3-4 metri)

- peso di volume $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi' = 30^\circ\text{-}32^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

Riassunti per chiarezza anche in tabella.

STRATO	MATERIALE	SPESSORE	PESO SPECIFICO	ANGOLO D'ATTRITO	COESIONE
		m	KN/m ³		KPa
1	Sabbia medio fine	5	19	30-32°	0
2	Sabbia fine limosa	2	19.5	28-30°	1-2
3	Argilla limosa	16	20	21-23°	12-14
4	Ghiaia sabbiosa	4	19	30-32°	0
	TOT	27			

Tabella 45: Riepilogo stratigrafia

5.3.1 CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE

Da una prima analisi del terreno e soprattutto delle sollecitazioni che l'arco trasmette al plinto appare necessario inserire dei pali di fondazione con cui garantire la stabilità del plinto. Questi elementi possono essere realizzati in vari modi di seguito elencati:

- infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera),
- trivellati (con asportazione di terreno),
- trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno (Facciorusso, 2007). In questo lavoro si considerano pali di fondazioni trivellati eseguiti con asportazione di terreno mediante getto di calcestruzzo in un foro trivellato preventivamente con attrezzatura a percussione o a rotazione.

Convenzionalmente si suddividono in:

- Pali di grande diametro: hanno diametro maggiore di 700 mm (diametri commerciali: 800-1000-1200-1500-2000 mm) e possono raggiungere lunghezze dell'ordine di 40 m;
- Pali di medio diametro: hanno diametro compreso tra 300 mm e 700 mm (diametri commerciali: 400-600 mm); la lunghezza di norma è compresa tra 20 m e 40 m;
- Pali di piccolo diametro: hanno diametro compreso tra 80 e 300 mm (diametri commerciali: 80-100-120-150-200-250 mm) e lunghezza compresa fra 10 m e 20 m;

In questo progetto si utilizzano pali di diametro pari a 0.3 m, pertanto si rientra nella categoria dei pali trivellati di piccolo diametro; questi sono i più diffusi nel nostro paese mentre erano praticamente sconosciuti altrove fino all'avvento dei pali di grande diametro. Lo sviluppo e la diffusione di questo tipo di pali e la loro competitività sono state sempre legate allo sviluppo delle tecniche di perforazione (Viggiani, 1999).

La realizzazione di pali trivellati di medio e grande diametro in terreni coesivi consistenti e in assenza di falda può essere eseguita senza sostegno delle pareti del foro, ma nella maggior parte dei terreni le pareti del foro, ovvero della cavità in cui sarà inserito il palo, devono essere sostenute per evitarne il collasso o un eccessivo restringimento. Il sostegno può essere ottenuto con tubo forma metallico, temporaneo o definitivo, da mettere in opera a percussione, con morsa oscillante o con vibratore, e/o con fanghi bentonitici.

Il rivestimento metallico per il sostegno delle pareti del foro presenta i seguenti vantaggi:

- protegge le pareti dello scavo contro il collasso durante la perforazione;
- se definitivo, protegge il calcestruzzo fresco contro strizioni e dilavamenti;
- è adatto per ghiaie con poca sabbia e terreni coesivi molto teneri o in corso di consolidazione

e i seguenti svantaggi:

- se provvisorio, durante l'estrazione nella fase di getto, può creare discontinuità nel palo;
- l'installazione e l'estrazione rimaneggiano il terreno lungo il fusto (ciò è particolarmente importante nei terreni coesivi compatti);
- è possibile la decompressione del terreno sotto la base del palo (molto importante nel caso di terreni sabbiosi sotto falda);
- non è adatto per terreni argillosi compatti e sabbie sotto falda.

Si mostra di seguito un'immagine che raffigura il processo operativo per la realizzazione di un palo trivellato che prevede, per il sostegno del foro, l'utilizzo di un fango bentonitico. Ovviamente, essendo questa parte non prettamente necessaria ai fini dello studio principale di questa tesi, non ci si soffermerà sui dettagli, ma la si tratterà in maniera generale (Viggiani, 1999).

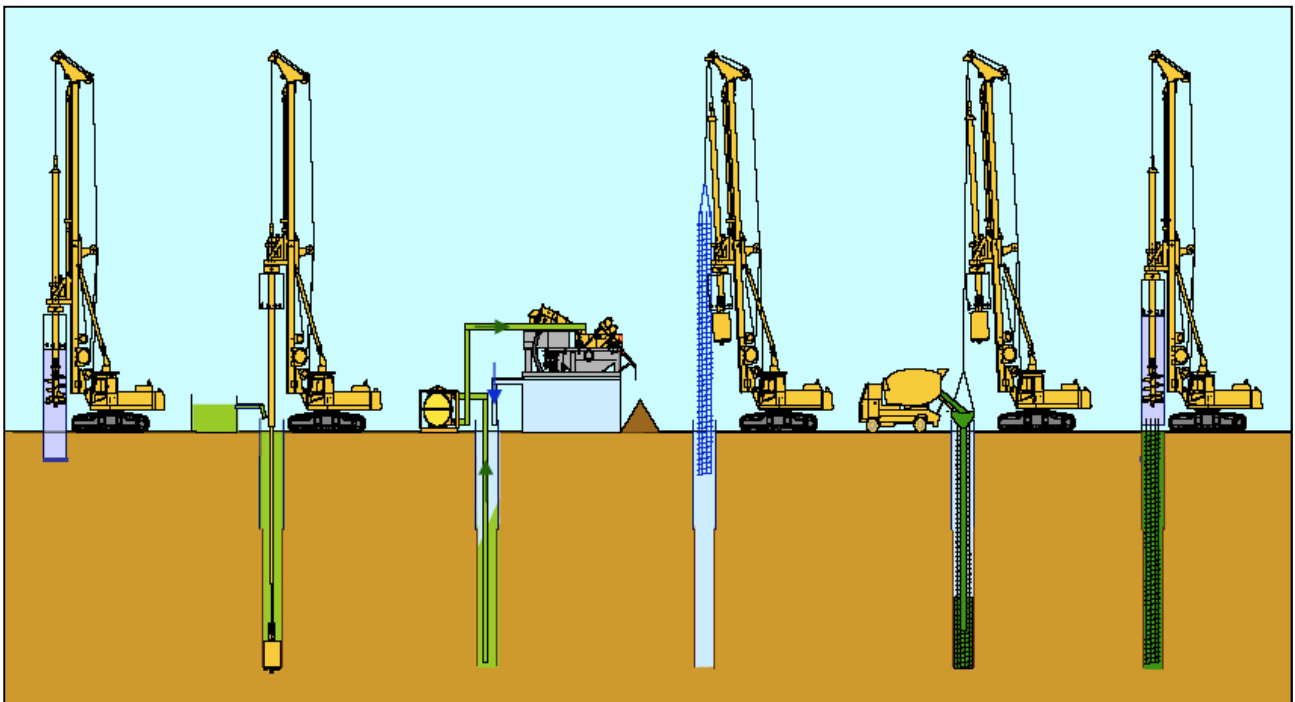


Figura 48: Fasi della realizzazione dei pali di fondazione

Una volta deciso il tipo di palo di fondazione da realizzare se ne dovranno valutare il diametro e la lunghezza in modo da garantire la capacità portante della fondazione e verificarla.

La capacità portante di un palo dipende, oltre che dal tipo di terreno che attraversa, dalle sue caratteristiche geometriche. Effettuiamo perciò un predimensionamento considerando il palo lungo 20m e il suo diametro 50cm. Ricordando che la portata totale è somma di quella di punta più quella laterale e che il palo si estende da una profondità di -1m a -21m, avrò tre componenti della portata laterale in base alle caratteristiche degli strati di terreno attraversati.

$$Q_{tot} = q_b + q_{l1} + q_{l2} + q_{l3}$$

$$Q_b = A_b(C \cdot N_c + \gamma \cdot d \cdot N_q) =$$

L [m]	D [m]	Ab [m2]	Al [m]
20m	0.5m	0.196m2	1.57m

La portata laterale si calcola in maniera diversa in base alla tipologia di palo da realizzare. Si opta per pali trivellati in CLS con spirale metallica ed armatura longitudinale. Il tipo di formule da utilizzare varia anche con il tipo di terreno attraversato (coesivo o meno). Nel caso in esame utilizzeremo il metodo di BEREZANTZEV che ci permette di valutare indipendentemente la portata in terreni coesivi e non utilizzando la seguente formula e variando solo il modo di valutare i coefficienti in essa presenti.

$$Q_l(\text{incoer}) = A_l(k \cdot \sigma_v \cdot \mu) \text{ dove } k = 0.5, \quad \mu = Tg(\varphi), \quad \sigma_v = \text{tens effettive}$$

$$Q_l(\text{coesivi}) = A_l(k \cdot \sigma_v \cdot \mu) \text{ dove } k = 1 - \text{sen}(\varphi), \quad \mu = Tg(\varphi), \quad \sigma_v = \text{tens effettive}$$

Vengono di seguito riportati i risultati ottenuti facendo variare, sempre per pali trivellati, il diametro e la lunghezza dei pali. Si nota subito come, aumentando la lunghezza del palo ed arrivando quindi allo strato di ghiaia, migliori molto la portata del palo, soprattutto quella di punta.

L=20m	Q_b	Q_{l1}	Q_{l2}	Q_{l3}	Q_{l4}	Q_{tot}	$Q_d = Q_{tot} / FS$
D=0.3m	38	67	62	933	0	1100	840
D=0.5m	105	111	103	1555	0	1876	1450
L=24m							
D=0.3m	907	67	62	1144	222	2400	1840
D=0.5m	2394	111	103	1906	370	5560	4460

Tabella 46: Confronto tra tipologie di palo

Il confronto tra la capacità portante associate ai due diametri ma soprattutto il tipo di sollecitazioni consigliano l'utilizzo di pali d=30cm ma lunghi 24 m in modo da raggiungere lo strato di ghiaia e attraversarlo per due metri.

Il calcolo della capacità portante di progetto, con il metodo appena descritto, viene riportato nella seguente tabella diversificato per i vari strati.

	Lunghezza palo	m	24,00			
	Diametro palo	m	0,30			
	Peso del palo: P_g=	daN	4.239			
STRATIGRAFIA:						
strato 1	incoerente sciolto	Sabbia medio fine				
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia fine limosa				
strato 3	coerente n.cons./misti	argilla limosa				
strato 4	incoerente denso	ghiaia sabbiosa				
PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$						
		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	M	4	2	16	2	0
densità	daN/m ³	19000	19500	20000	19000	0
Angolo Attrito	(°)	32,0	30,0	23,0	32,0	0,0
Coesione	daN/cm ²	0,00	0,20	1,40	0,00	0,00
s_o	daN/cm ²	0,000	0,000	0,000	0,000	
k		0,500	0,500	0,609	0,400	
μ		0,624	0,577	0,424	0,624	
q_z	daN/m ²	57000	114500	294000	473000	
Portanza laterale	daN	67.010	62.235	1.144.198	222.427	
	PORTANZA LATERALE LIMITE: PL				1.495.870daN	
	PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1*1,15)$				1.300.86daN	
PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$						
	Strato 4	ghiaia sabbiosa				
	densità	daN/m ³	19000			
	Ang. Attrito	(°)	32,0			
	Coesione	daN/cm ²	0			
	N_q		26,1			
	N_c		40,2			
	q_z	daN/m ²	492000			
	PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP				907.231daN	
	PORTANZA ALLA PUNTA: $PP_c = PP / (1*1,35)$				697.870daN	
PORTANZA TOTALE DEL PALO .: $P_{tot} = PL_c + PP_c$					1.998.73daN	

Tabella 47: Capacità portante palo di fondazione

Si può notare che in tabella sopra sono presenti due coeff. (1,15 applicato alla portata laterale e , 1,35 applicato a quella di punta) con cui si riducono cautelativamente i risultati ottenuti.

Tali coeff. sono stati ricavati dal DM 2008 *Cap 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali* che con un approccio esattamente uguale a quello utilizzato in precedenza per le altre opere a terra prescrive di utilizzare per: *SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali* l'approccio 2 (A1+M1+R3) i cui coefficienti sono riportati nella seguente tabella, estratto della tab 6.4.2 del cap 6.4.3.1.1

Resistenza	γ_R	Pali Trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1	1,7	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1	1,45	1,15
Totale	γ_t	1	1,6	1,3

Tabella 48: Coefficienti per i pali di fondazione DM 2008

Per procedere con la verifica dei pali dobbiamo stimarne prima l'azione sollecitante:

$$N_{palo} = \frac{N_{tot}}{4} = \frac{2660}{4} = 665 \text{ KN}$$

$$T_{xy} = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} = 660 \text{ KN} \rightarrow T_{palo} = \frac{660}{4} = 165 \text{ KN}$$

Oltre a queste azioni dirette dobbiamo ricavare gli incrementi di sforzo che si creano nei pali a causa dei momenti flettenti nelle due direzioni del piano trasmessi al basamento dall'arco portante.

$$N_{(Mx)} = \frac{M_x}{2 \cdot b} = \frac{M_x}{2 \cdot 3} = 205 \text{ KN} \quad e \quad N_{(My)} = \frac{M_y}{2 \cdot b} = \frac{M_y}{2 \cdot 3} = 125 \text{ KN}$$

Siamo ora in grado di stimare lo sforzo massimo nei quattro pali.

$$N_1 = N_{palo} + N_{(Mx)} = 870 \text{ KN} \quad N_2 = N_{palo} = 665 \text{ KN}$$

$$N_3 = N_{palo} + N_{(My)} = 790 \text{ KN} \quad N_4 = N_{palo} + N_{(Mx)} + N_{(My)} = 995 \text{ KN}$$

Verifichiamo ora la capacità portante del palo più sollecitato, il palo n°4,

$$N_4 = 995 \text{ KN} \quad Q_{max} = 1998 \text{ KN} \quad \rightarrow FS = \frac{1998}{995} = 2,01$$

5.3.2 VERIFICA DELLE ARMATURE DEL PLINTO

La verifica del plinto inizia con la stima dell'azione sollecitante nelle armature inferiori; tale sforzo si ricava dal valore di sforzo massimo del palo più sollecitato ed è chiaramente funzione della geometria della fondazione.

$$\text{Sforzo armatura inferiore } T_d = N_4 \cdot \frac{(0.5 \cdot l - 0.25 \cdot a)}{0.85 \cdot d} = 995 \cdot \frac{(0.5 \cdot 3 - 0.25 \cdot 0.6)}{0.85 \cdot 1.5} = 1053 \text{ KN}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1053 \cdot 1000}{348} = 3027 \text{ mm}^2 \rightarrow 10\phi 24 \quad A_s = 4523 \text{ mm}^2$$

Sono previste le armature superiori uguali a quelle inferiori.

$$A_{s'_{min}} = 10\phi 24 \rightarrow A_{s'} = 4523 \text{ mm}^2$$

Verifichiamo il punzonamento della superficie laterale del calcestruzzo con lo sforzo verticale che arriva dell'arco.

$$\text{Sforzo dell'arco} \quad N = 2660 \text{ KN}$$

$$\text{Superficie laterale} \quad A_p = (2\pi r)H = (2 \cdot \pi \cdot 60) \cdot 1,5 = 56548 \text{ cm}^2 = 5654800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tensione calcestruzzo} \quad \tau_p = \frac{2660000}{5654800} = 0,47 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm}$$

5.3.3 VERIFICA DEI TIRAFONDI DI ANCORAGGIO ALLA BASE DELL'ARCO

Alla base dell'arco si predispongono 24 tirafondi con diametro 32mm; questi elementi sono sollecitati a compressione ed a taglio e con queste sollecitazioni vengono verificati.

$$\sigma_{tir} = \frac{N_{tot}}{n \cdot A} = \frac{2660}{24 \cdot 804} = 137 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \quad \tau_{tir} = \frac{T_{tot}}{n \cdot A} = \frac{660}{24 \cdot 804} = 27.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} <$$

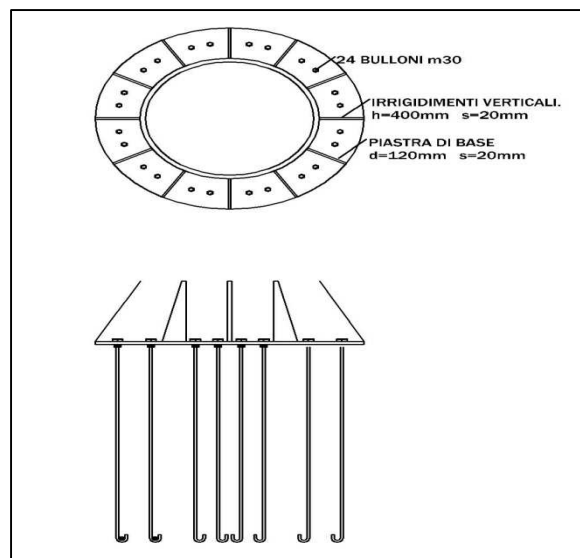


Figura 49: Tirafondi arco di sostegno

CAPITOLO 6: DESCRIZIONE DEL PONTILE MARINO SU PALI

Come detto questa parte dell'opera è stata pensata come un PIER (Pontile su pali) da realizzarsi in calcestruzzo. La dimensione dell'opera è definita dal progetto architettonico di partenza.

La parte a mare dell'opera inizia ad una distanza di 23 m dalla linea di battigia, dove termina la passerella, e si estende per una lunghezza di 168 m perpendicolarmente alla linea di costa. La forma dell'opera è abbastanza regolare; all'aggancio della passerella inizia il camminamento largo 12m che prosegue per una lunghezza di 72m. Qui l'opera si allarga notevolmente ed assume una forma rettangolare (61x30m) per poi proseguire con una breve sporgenza di 40m larga 5.5m .

Come si evince facilmente dall'immagine sotto e più precisamente dalla Tav. 6 la parte rettangolare e più grande dell'opera è risulta ruotata di 45° rispetto all'asse principale; tale scelta architettonica è chiaramente conseguenza della decisione di ruotare l'arco. Inoltre alle estremità di questa "piattaforma" sono state progettate due sporgenze in cui sono previste le uniche parti della struttura coperte da adibire ad attività ricreative e di ristorazione.

In fondo è prevista una zona finale molto stretta 5.5x40m in cui è stato previsto l'attracco di imbarcazioni da diporto.

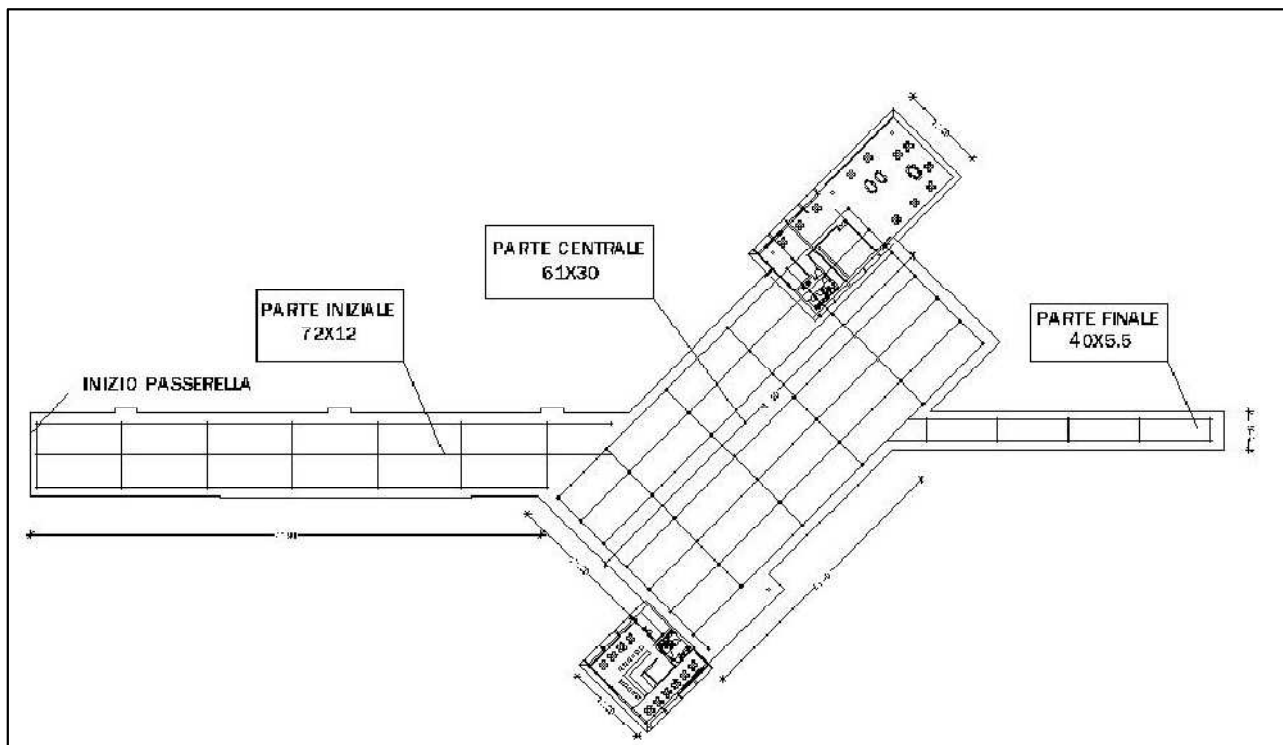


Figura 28: Pianta generale banchina a mare

6.1 DECISIONI PRELIMINARI DI TIPO STRUTTURALE

Superata la prima fase di scelta del materiale da utilizzare per la costruzione dobbiamo decidere il modo in cui realizzarla. Ci troviamo a dover progettare la struttura portante di un'opera che, in pianta, ha una forma irregolare; stiamo facendo riferimento alla parte inclinata di 45°.

Nonostante questo c'è la possibilità di realizzare una maglia strutturale molto regolare. L'interasse tra i pali di sostegno è di 4,5 metri e i pali si ripetono in file di tre nella parte iniziale più stretta per poi diventare sette in quella centrale. Questa file di pali si susseguono ad una distanza di 12 m sia nella zona iniziale che in quella centrale. La parte finale dell'opera invece è realizzata con 5 file di 2 pali ad interasse 5m distanziate 10m una dall'altra.

Resta da decidere come collegare tra loro i pali di sostegno e come realizzare l'impalcato di calpestio dell'opera.

- **Collegamento tra i pali:** I pali di sostegno dell'impalcato andranno a lavorare a compressione, per i pesi propri, e a pressoflessione in presenza di azioni orizzontali. Per il secondo tipo di azioni sappiamo che una struttura a telaio reagisce molto meglio di un elemento singolo che reagirebbe come una mensola.

Per questo motivo la decisione di unire rigidamente le "teste" dei pali della varie file è quasi obbligata. Inoltre realizzando questo collegamento con una trave a T Rovescio ci garantiamo l'appoggio per gli elementi che costituiranno l'impalcato. Una accortezza che risulta importante.

- **Realizzazione dell'impalcato:** Gli aspetti che più hanno influenzato la scelta del tipo di impalcato da realizzarsi sono stati fondamentalmente 3.

1) Il piano di calpestio dell'opera risulta, da una analisi del progetto architettonico, alla stessa quota (+4,5m l.m.m) per tutta l'estensione dell'opera.

2) La luce massima da coprire tra le file di pali è abbastanza grande (12 m). Questo per non raffittire il numero di piloni di sostegno.

3) Essendo in ambiente marino si deve tener conto delle modalità e della facilità di realizzazione dell'opera. Ad esempio in un ambiente del genere risulta molto difficile la realizzazione delle casserature per il getto del calcestruzzo e delle impalcature.

Per questo si è deciso di realizzare il piano di impalcato utilizzando dei Tegoli prefabbricati di tipo p realizzati con il metodo della precompressione che verranno affiancati tra loro e appoggiati alle sporgenze della trave a T rovescio. Per poi regolarizzare il piano di calpestio all'estradosso dei tegoli è prevista una soletta armata di 5 cm che avrà il duplice ruolo di uniformare il piano di calpestio da rivestire con il pavimento in legno e di assegnare la pendenza a "schiena d'asino" del pavimento.

- **Interventi di consolidamento del fondale:** La collaborazione con il collega D'Antonio ha riguardato anche questo aspetto. Egli ha infatti valutato il fenomeno dell'erosione al piede dei pali e i possibili mutamenti del profilo stratigrafico di fondo conseguenti alla costruzione del pontile.

I risultati della sua analisi non hanno evidenziato cambiamenti su larga scala del fondo ed ha valutato l'erosione come localizzata solo in prossimità dei pali e quantificabile in 0,72m . Questi risultati sono stati confrontati con quelli elaborati dalla Soiltesting Mare (Dott Geologo Faina) ottenuti utilizzando i risultati di una campagna di monitoraggio che ha previsto l'infissione di 5 pali. Un valore di erosione così limitato non va ad influenzare minimamente la capacità portante del palo e per questo si decide di non rinforzare il terreno al piede del manufatto.

6.2 SCELTA DEI MATERIALI DELLE OPERE A MARE

Il pontile marino su pali da realizzarsi, trovandosi in ambiente marino, richiede una attenta scelta dei materiali.

La presenza dell'acqua salata sconsiglia di utilizzare materiali ferrosi che dovrebbero essere periodicamente trattati e indirizza la nostra decisione sul calcestruzzo, considerato unanimemente il materiale migliore per opere di questo tipo. Per facilità di getto, durabilità e affidabilità dell'opera.

È chiaro però che la scelta del CLS da utilizzarsi e quindi di tutti i suoi componenti e delle loro percentuali deve essere fatta in maniera attenta ricordando sempre l'ambiente aggressivo in cui ci si trova. È chiaro come tali scelte non siano arbitrarie ma vengano regolamentate con grande precisione dal DM 20/3/2008 e dalle norme UNI EN ad esso allegate.

Il Cap. 4 del DM 20/3/2008 dice che: *“ ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uni assiale.*

*Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme **UNI EN 206-1:2006** e nella UNI 11104:2004.”*

Faremo riferimento alla prima delle due cioè la UNI en 206-1:2006, che come prima cosa definisce la Classe di esposizione dell'opera tramite la Tab. 53. Di cui sotto riportiamo solo una parte.

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

Tabella 49: Ambiente di progetto EN 206-1

Definiamo quindi:

- CLASSE XS 3 per le opere: “ Zone esposte alle onde oppure alla marea” cioè gli elementi costitutivi dell’impalcato
- CLASSE XS 2 per le opere:” Permanentemente sommerso” cioè i pali di sostegno.

Una volta definita la classe di esposizione si utilizza la seguente tabella per definire le classi di resistenza minime del calcestruzzo da utilizzare.

Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
XS1	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,5	C 32/40	/
XS2	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	/
XS3	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	/

Tabella 50: Classi di esposizioni EN 206-1

La tabella ci permette di avere lo stesso tipo di materiale sia per i pali che per l’impalcato, cioè un calcestruzzo di classe minima C35/45 a cui corrispondono le seguenti resistenze per un calcestruzzo normale e pesante.

Resistenza caratteristica cilindrica minima <i>f_{ck,cyl}</i> N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica minima <i>f_{ck,cyl}</i> N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica minima <i>f_{ck,cube}</i> N/mm ²
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55

Tabella 51: caratteristiche dei calcestruzzi EN 206-1

I requisiti di base per i materiali componenti sono regolamentati al Cap. 5, sempre della UNI EN 206, che rimandano, per i singoli componenti alle norme di seguito elencate.

- Cemento: EN 197-1
- Aggregati: UNI EN 12620
- Additivi: UNI EN 934-2

Per quanto riguarda il cemento, essendo l'opera in ambiente marino, è da scongiurare il Portland. Questo tipo di cemento infatti risulta facilmente ossidabile in ambiente marino. Il cemento di altoforno e quello pozzolanico, ampiamente utilizzati in questo tipo di opere, garantiscono un buon funzionamento. La norma EN 197 riporta tutti i 27 tipi di cemento comuni nella Tab. 56 con indicata la giusta denominazione e il tenore di clinker.

Tipo di cemento	Designazione (27 tipi di cemento comune)	Tenore di clinker	Aggiuntivo	
CEM I	Cemento portland	CEM I	95-100%	
CEM II	Cemento portland composito		65-94%	
	Cemento portland al calcare	CEM II/A-LL CEM II/B-LL CEM II/A-L CEM II/B-L	Calcare (LL,L) ²⁾	
	Cemento portland alla loppa	CEM II/A-S CEM II/B-S	Loppa (S)	
	Cemento portland alle ceneri volanti	CEM II/A-V CEM II/B-V CEM II/A-W CEM II/B-W	Ceneri volanti (V,W) ³⁾	
	Cemento portland alla pozzolana	CEM II/A-P CEM II/B-P CEM II/A-Q CEM II/B-Q	Pozzolana (P,Q) ⁴⁾	
	Cemento portland allo scisto calcinato	CEM II/A-T CEM II/B-T	Scisto cotto (T)	
	Cemento portland alla microsilice	CEM II/A-D	Polvere di silice (D max 10%)	
	Cemento portland composito	CEM II/A-M CEM II/B-M	Diversi (M) ⁵⁾	
	CEM III	Cemento d'altoforno	CEM III/A	35-64%
			CEM III/B	20-34%
CEM III/C			5-19%	
CEM IV	Cemento pozzolanico	CEM IV/A	65-89%	
		CEM IV/B	45-64 %	
CEM V	Cemento composito	CEM V/A	40-64%	
		CEM V/B	20-58%	

Tabella 52: Tipologie di cemento EN 197-1

Il cemento che ipotizziamo per la composizione del calcestruzzo con cui realizzare le opere a mare sarà quindi di tipo **CEM IV** "Cemento pozzolanico" con una percentuale di pozzolana compresa tra il 45-64% .

È chiaro che tutte queste riflessioni sono state fortemente influenzate dall'ambiente aggressivo in cui verrà realizzata l'opera. Un altro accorgimento importantissimo è quello di prevedere un copri ferro abbondante. Questo per proteggere in maniera efficace i ferri di armature ed a scongiurare il pericolo di ossidazione. Perciò si prevederà per tutti gli elementi con cui realizzare questa parte dell'opera (piloni, travi di sostegno, vari elementi dell'impalcato) un copriferro di almeno 5 Cm con cui poter garantire l'integrità delle armature.

CAPITOLO 7: ANALISI DEI CARICHI GRAVANTI SUL PONTILE MARINO

7.1 PESI PROPRI DEL PONTILE .

Una volta prese le decisioni circa il tipo di impalcato da realizzarsi dobbiamo valutare con precisione i pesi propri strutturali e non da inserire opportunamente nel modello di calcolo.

		H	P. SPEC	N/m2
P.P	TEGOLO			2660 N/m2
P:P	SOLETTA	0.05	25000	1250 N/m2
P.P	PAV.LEGNO			300 N/m2
	TOT			4210 N/m2

Tabella 53: Pesi propri banchina a mare

Questo carico di superficie verrà in seguito moltiplicato per una certa area di influenza e opportunamente combinato con i carichi accidentali.

7.2 CARICHI ACCIDENTALI

Anche per questa parte della struttura sarà necessaria un'analisi dei carichi analoga a quella svolta per la passerella pedonale. È chiaro come il tipo di sollecitazioni che graveranno su tale struttura varierà notevolmente in virtù del fatto che le due strutture sono molto diverse tra loro. Ad esempio per il pontile risulta trascurabile il carico del vento per il semplice motivo che ci troviamo ad una quota ridotta il cui tale sollecitazione non riesce ad esplicare forze notevoli. Le azioni che graveranno sulla struttura e che ci apprestiamo a valutare risultano essere: Folla, Moto ondoso, Azione sismica.

FOLLA

Il pontile a mare su pali ricade, in Categoria C più precisamente C3 :” Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, edifici per eventi pubblici, palazzetti dello sport”. A tale categoria è associato il valore di $q_k = 5.0 \frac{KN}{m^2}$ come carico distribuito verticale ricavabile ricavato dalla Tab. 4 di questo elaborato di cui riportiamo un estratto sotto. Non si utilizzano i valori di Q_k , carico verticale puntuale e di H_k , carico orizzontale che tiene conto degli aspetti dinamici.

	Ambienti	q_k KN/m ²	Q_k KN	H_k KN/m
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	C1= ospedali, scuole, bar	3.0	2.0	1.0
	C2= Cinema, teatri, chiese tribune con posti fissi	4.0	4.0	2.0
	C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, musei, sale esposizione, edifici per eventi pubblici	5.0	5.0	3.0

Tabella 54: Estratto Tabella 4

Questa profondità verrà confrontata con l'altezza d'onda ricavata dall'analisi del clima marino effettuata dal collega D'Antonio.

A differenza dei treni di onde regolari che durante la loro propagazione verso riva frangono sempre ad una profondità costante, le onde di mare, e specialmente le onde generate dal vento, presentano un'ampia zona in cui si rompono e frangono;

Alcune onde frangono lontano dalla riva, altre ad una distanza intermedia, e altre arrivano vicine alla battigia poco prima di frangere.

Nelle zone costiere, tuttavia, il frangimento avviene in una zona relativamente ampia caratterizzata da una profondità variabile, chiamata breaking-zone o surf-zone (Goda, 2000).

Il meccanismo di attenuazione delle onde all'interno della surf-zone è molto difficile da capire, a causa della complicata natura dei processi che avvengono al suo interno; tuttavia è possibile analizzare le caratteristiche macroscopiche della distribuzione delle altezze d'onda attraverso modelli e teorie sviluppati da diversi studiosi.

Pertanto, per calcolare l'altezza dell'onda al frangimento utilizziamo una formula empirica fornita da Goda (2000):

$$\frac{H_b}{l_0} = A \left\{ 1 - ehp \left[-1.5 \frac{\pi h}{l_0} (1 + 15 \tan^{\frac{4}{3}} \theta) \right] \right\}$$

dove h è posto pari a 2.5 m, L0 è nota (168 m), θ denota l'angolo tra il fondale marino e il piano orizzontale, in modo che $\tan\theta$ rappresenti la pendenza del fondale. Il coefficiente A varia a seconda che le onde siano regolari o irregolari; nel primo caso vale 0.17 mentre nel secondo varia tra 0.12 ÷ 0.18 a seconda delle caratteristiche del frangimento. In via semplificativa, dato che il calcolo esatto di A richiede passaggi complessi, si pone $A = 0.17$. Mostriamo ora com'è stata calcolata la pendenza del fondo:

$$\tan\vartheta = \frac{h}{x}$$

dove h rappresenta il fondale medio alla testata del pontile e x la distanza da riva della testata del pontile.

Come esposto in precedenza il pontile si estende per 191.5 m fuori dalla linea di riva, in direzione perpendicolare alla spiaggia; pertanto, sapendo che la profondità media alla testata del pontile è pari a 2.5 m la (38) si riduce nel seguente modo:

$$\tan\vartheta = \frac{2.5}{191} = 0.013 \sim 0.01$$

Sostituendo opportunamente i valori delle grandezze caratterizzanti la formula di Goda otteniamo il valore di H_b per la diverse classi d'onda. Dall'analisi emerge che il valore di H_b non dipende dalla direzione dell'onda ma solamente dal fondale, dalla pendenza del fondo e dalla lunghezza d'onda al largo; pertanto il valore di H_b risulta lo stesso per le diverse classi d'onda.

$H_b = 2.83\text{m}$

Questo vuol dire che le onde frangono ancor prima dell'impatto con i pali di sostegno del pontile dissipando molta della loro energia.

- **Valutazione della direzione d'onda:** La tesi del collega D'Antonio ha stimato con precisione le varie direzioni d'onda predominanti ed ha individuato nell'intervallo 45°/135° quello da cui arriva il maggior numero di onde ed anche le onde più alte. Partendo da questo risultato si è deciso di assumere come direzione dell'onda di progetto la dir. dell'onda 3 (rappresentata in Fig. 52) proveniente da 45° Nord . È questo un risultato prevedibile visto che tale direzione corrisponde alla direzione perpendicolare alla linea di battigia.

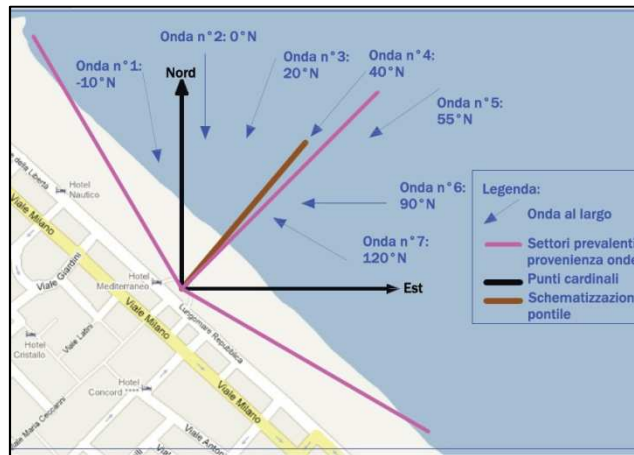
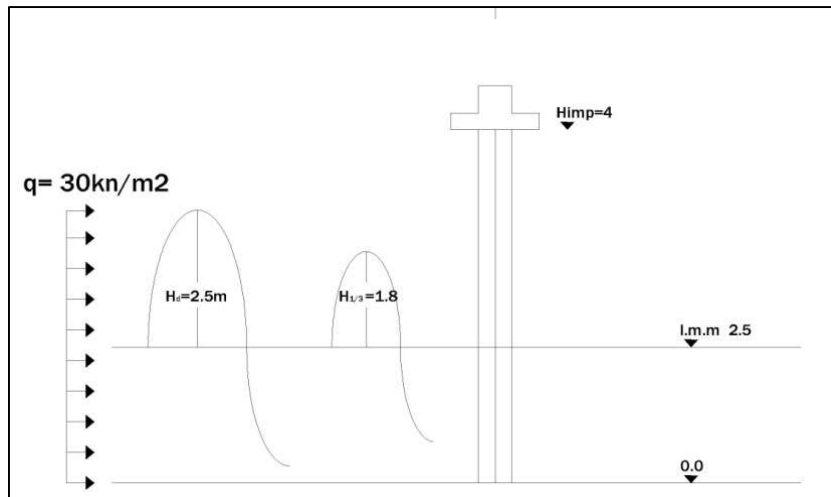


Figura 53: Direzioni principali delle onde

Nel modello del pontile l'intensità dell'onda di progetto verrà scomposta in direzione parallela e perpendicolare ai pali della zona centrale del pontile.

- **Valutazione statistica dell'onda massima e dell'onda di progetto:** La profondità del fondale è una condizione che, come detto prima, vincola notevolmente le altezze d'onda da considerare. Per l'analisi che ci apprestiamo a svolgere il parametro che ci interessa è $H_{\frac{1}{3}} = \pm 1.8m$ cioè l'altezza media corrispondente ad 1/3 delle onde misurate.
- **Tipo di distribuzione da adottare FORMULA DI HIROI (1919):** Sono numerose le teorie utili per valutare l'azione d'urto di un onda su superfici verticali; numerose tra queste (Goda 1973, Sainflou 1928, Minikin 1950) trattano il caso di impatto su superfici molto più ampie di un palo di sostegno (muri di protezione, banchine esposte a frangenti ecc ecc). Per questo motivo per ricondursi a tali teorie si devono effettuare considerazioni sul caso specifico. Nel caso in esame si è deciso di utilizzare la formula di Hiroi 1919 un po' datata ma ampiamente usata negli ultimi decenni per valutare problemi analoghi. Lo sviluppo di Hiroi per le pressioni d'onda si basa su un analogia con la pressione idrodinamica. Questa formula si basa su un campo di misurazioni ottenute dalla calibrazione delle pressioni di Stevenson e le sue applicazioni sulle onde frangenti in mari poco profondi. La distribuzione delle pressione viene assunta uniforme lungo la verticale e pari a

$$p = 1.5 \cdot \rho \cdot G \cdot H_d$$



- Figura 54: Schema formula di Hiroi

Dove p è la pressione della cresta e H_d è l'altezza dell'onda impattante. Tale altezza è stata ricavata partendo dalla stima dell'onda di progetto $H_{\frac{1}{3}} = \pm 1.8m$ moltiplicata per 1.25. La formula di Hiroi è molto semplice ma è ragionevole per descrivere il profilo delle pressioni. Inoltre è stata usata per parecchi decenni, soprattutto in Giappone, prima della diffusione della formula di Goda. La formula di Hiroi utilizza come parametro di partenza c e non la H_{max} misurata.

Questo potrebbe sembrare statisticamente poco cautelativo ma sappiamo che la differenza tra questi due parametri di altezza è molto piccola in acque basse. Inoltre il parametro moltiplicativo di 1.25 rende ancora più cautelativa quest'ipotesi.

Lungo questa altezza sommata alla profondità del medio mare la pressione dell'onda solleciterà orizzontalmente il palo di sostegno.

$$H_d = H_{\frac{1}{3}} \cdot 1.25 = 2,25 \cong 2,5m$$

$$p = 1.5 \cdot \rho \cdot G \cdot H = 0.3bar = 30KN/m^2$$

Tale azione risulta essere uniformemente distribuita nell'altezza del palo ed andrà moltiplicata per il diametro del palo

$$- \quad q_{palo} = q_{onda} \cdot d = 30 \cdot 0.6 = 18 \frac{KN}{m} .$$

- **Valutazione dell'erosione al piede dell'opera:** Anche questo aspetto è stato trattato collaborando con il collega D'Antonio. Nel suo studio la profondità d'erosione di pali del pontile di Riccione sono presenti le seguenti indicazioni

Dove il diametro del palo è minore del 20 % del valore massimo locale della lunghezza d'onda della superficie del mare ($D/L < 0.2$) gli effetti della diffrazione dell'onda sono minimi (come nel nostro caso). Il modello d'erosione si svolge innanzitutto con lo sviluppo di una buca d'erosione in entrambi i lati del palo, a 90° dalla mezzeria del cilindro (Sumer et al, 1992; Abou-Seida, 1963).

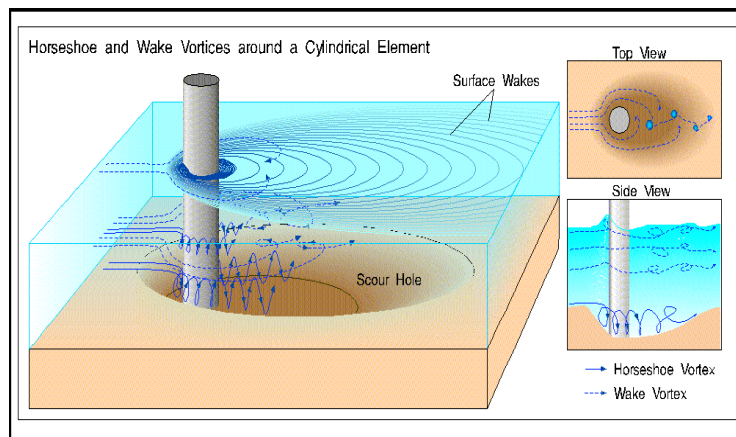


Figura 55: Esempio di erosione intorno ai pali

Inoltre utilizzando il numero di Keulegan-Carpenter KC il collega D'Antonio mi ha fornito il valore massimo dell'erosione attorno al palo stimato in $s=0,72m$.

Questo valore risulta indicativo della situazione del fondo. Come prima cosa è importante notare che questo parametro stimato analiticamente è confrontabile con i risultati ottenuti dall'indagine di campo condotta da Soiltesting Mare (Dott. Geologo Faina). Essa riporta: *“Non ci sono effetti erosivi provocati dai pali in prova e l'unico piccolo inconveniente è che a ridosso per qualche metro e a Nord-Ovest dei pali stessi si formano delle piccole buche di circa 50 cm di profondità che con la fine delle mareggiate e con il mare calmo si riempiono di fango”*.

Queste valutazioni tecniche sono state considerate nella fase di modellazione descritta nel prossimo capitolo. La quota del fondo mare infatti è stata cautelativamente abbassata di 50 cm in modo da porsi nella condizione di progetto peggiore.

Questa modifica non ha tuttavia evidenziato grandi cambiamenti nel funzionamento del modello del pontile marino.

7.4 AZIONE SISMICA.

La stima dell'azione sismica agente sul pontile su pali parte dai risultati, in termini di accelerazione alla base, ottenuti nel Cap 2 di questo elaborato. Si erano infatti stimate le accelerazioni per i due stati limite da considerare che vengono riportate in tabella.

		SLV	SLD
Orizzontale	Ag	0.396g	0.16g
Verticale	Ag	0.169g	0.041g

Tabella 59: Accelerazioni sismiche

Considereremo per questa analisi le sole accelerazioni orizzontali e andremo ad effettuare un'analisi ultima cioè, come d'altronde permette la normativa, verificare il solo SLV (salvaguardia della vita) e non il SLC (stato limite di collasso). Andremo perciò ad applicare $a_g=0,396g$ evidenziata in rosso in tabella.

Ci resta ora da stimare le masse partecipanti a cui applicare tale accelerazione. La formula, del DM 2008, che indica quali masse considerare è la seguente $G_1+G_2+0.6Q$ in cui G_1, G_2 sono i pesi propri e Q è il carico della folla.

$$G_1 + G_2 = 4210 \frac{N}{m^2} \quad Q = 5000 \frac{N}{m^2} \quad \rightarrow m = G_1 + G_2 + 0,6 \cdot Q = 7200 \frac{N}{m^2}$$

Lo moltiplico per l'area di influenza, cioè l'area del solaio. Di questo aspetto deve essere tenuto conto nel momento in cui queste forze si applicano al modello; infatti ciascuna di questa andrà applicata alla testa di ogni pilone a cui compete l'inerzia di 4,5 m di impalcato

$$m = 7200 \cdot 11,4 \cdot 4,5 = 356400 \text{ N}$$

Posso ora valutare l'azione statica equivalente a quella sismica. Ricordiamo che per considerare la direzione arbitraria dell'azione sismica applicheremo alla struttura tale forza nelle due direzioni del piano utilizzando il coeff. 0.3 indicato dalla normativa come coeff. di contemporaneità.

$$F_{tot} = m \cdot a = 356400 \cdot 0.396 = 49183 \text{ N}$$

$$F_{0.3} = F_{0.3} \cdot 0.3 = 49183 \cdot 0.3 = 14754 \text{ N}$$

CAPITOLO 8: MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA PORTANTE DEL PONTILE MARINO

Le sollecitazioni trovate nell'analisi dei carichi appena descritte (pesi propri, carichi accidentali della folla, azioni del moto ondoso) devono essere applicate alla struttura per ottenere le sollecitazioni interne dei vari elementi per la successiva fase di verifica.

Questo fase di modellazione viene svolta con l'ausilio dello stesso programma di calcolo, Straus 7, utilizzato per la modellazione della passerella. La necessità di utilizzare un programma di calcolo nasce non dal tipo di sollecitazioni, visto che sia quelle sismiche che quelle ondose sono state considerate statiche, ma dal comportamento del terreno in cui sono infissi i piloni di sostegno. Infatti la capacità portante in direzione verticale viene calcolata e soddisfatta in maniera del tutto analoga a quella utilizzata per i pali di fondazione del basamento del plinto.

Per quanto riguarda i carichi orizzontali il discorso è, per vari motivi, ben diverso:

- La sovrastruttura unisce i pali delle varie sezioni di collaborare. Questo migliorerà notevolmente il loro comportamento.
- Una valutazione attenta della resistenza laterale del terreno è ben più difficile rispetto a quella verticale.
- La presenza di varie stratigrafie, anche se abbastanza simili tra loro, complica ulteriormente il problema della stima dei coefficienti caratteristici dei vari strati.

Le procedure per la modellazione di questa parte dell'opera ripercorrono gli stessi STEP fatti per la passerella pedonale quindi:

- **Costruzione del modello.**

La fase di modellazione della struttura ha riguardato la parte centrale inclinata di 45° rispetto alla passerella. Gli elementi in rosso schematizzano i pali di sostegno ($l=20m$) che attraversano i 3 strati di terreno. Quelli in blu invece l'impalcato composto da travi a T rovescio ($l=12m$) e dai tegoli prefabbricati ($l=12m$). Per semplicità non è stata modellata la parte terminale del pontile ne le due sporgenze all'estremità in cui sono presenti i due punti di ristoro.

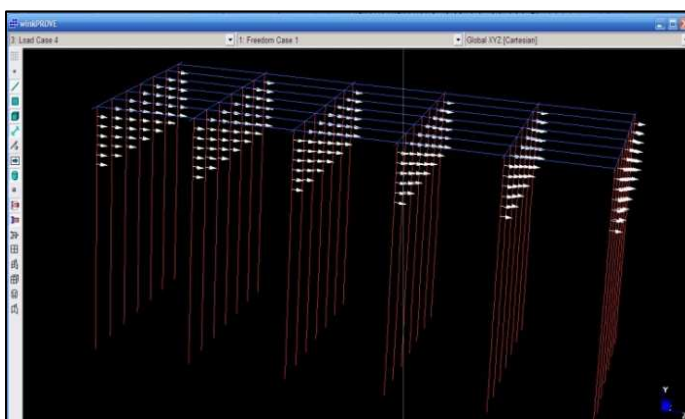


Figura 56: Modello della banchina

- **Applicazione dei carichi: Folla Moto ondoso Azione sismica:**

Il Valore dei pesi propri e dei carichi accidentali dell'impalcato vengono applicati come carico distribuito lungo la trave di collegamento dei pali.

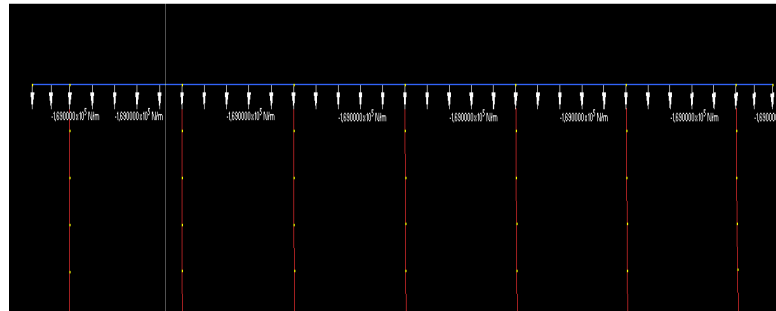


Figura 30: Applicazione peso dell'impalcato

Le sollecitazioni del moto ondoso come carichi distribuiti lungo l'altezza definita da Hiroi e scomposti nelle due direzioni, parallela e perpendicolare, in virtù del fatto che la parte centrale della banchina è ruotata di 45° rispetto alla direzione di arrivo dell'onda.



Figura 31: Applicazione forza dell'onda

La forza sismica invece come forza concentrata applicata alla testa dei pali di sostegno. Vista la simmetria strutturale le combinazioni sismiche saranno soltanto due. Per chiarezza nelle immagini appena riportate si è visualizzata una sola fila di pali di sostegno.

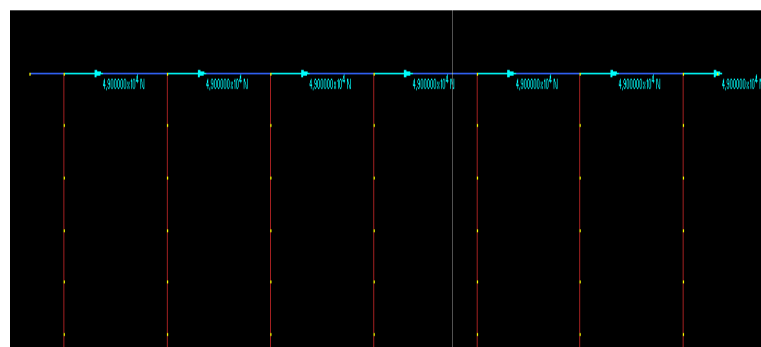


Figura 32: Applicazione forza sismica

- **Imposizione delle condizioni di vincolo del terreno.** La schematizzazione del terreno è una procedura abbastanza complessa. Il materiale si comporta sotto carichi orizzontali in modo rigido plastico in funzione delle dimensioni del palo. Infatti la crisi per un palo sottoposto ad azioni orizzontali può essere raggiunto o per superamento della resistenza limite del terreno o di quella flessionale del palo. Il terreno infatti dopo l'infissione del palo per trivellazione ed in assenza di deformazioni laterali, esplica la un valore di spinta orizzontale paragonabile alla sua resistenza a riposo

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$$

Esso è legato alla storia tensionale del deposito e varia per terreni NC oppure OC. La condizione di quiete però non sussiste più quando si raggiungono determinati valori del rapporto σ'_h/σ'_v per cui si mobilita la spinta passiva o quella attiva del terreno. Nel caso in esame, raggiunti determinati valori del rapporto tra le tensioni orizzontali e verticali del terreno, viene mobilitata la spinta passiva del terreno.

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

Dividiamo il terreno in prossimità del palo in strati da 1 m. Per ciascuno di questi strati si modella il comportamento del terreno con una molla di rigidità nota e riportata in Tab. 60. Dopo una prima iterazione con le rigidità delle molle corrispondenti alla spinta a riposo del terreno vengono misurati gli spostamenti e per quegli strati in cui si raggiunge lo spostamento limite si sostituiscono le molle con quelle calcolate utilizzando la spinta passiva K_p . Il modello si presenta, dopo l'assegnazione dei parametri caratteristici del terreno, come in figura sotto

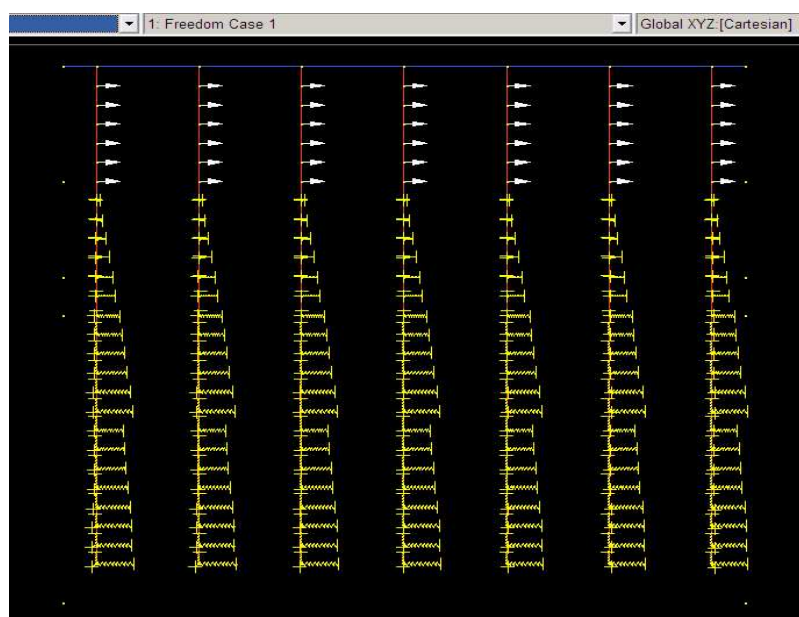


Figura60: Modellazione del terreno

Partendo dai valori di spinta a riposo a di spinta passiva si sono ricavati i valori di rigidezza da assegnare alle molle che schematizzano i 20 strati di spessore $s=1\text{m}$ in cui è stata divisa la profondità del palo.

VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO												
strato	Caratteristiche del terreno					Tensioni nel terreno		Spinte		Rigidezze delle molle		
H	γ	K0	Kp	Cu	σ_a	σ_H	SP	SP	K riposo	K limite	K vert	
						X diametro	tot	X diametro				
m	KN/m ³			Kpa	KN/m ²	KN/m	KN/m	KN	N/m	N	KN	
1	1	19	0,43	3,25		19	4,902	23,085	13,851	13851	29925	27
	2	19	0,43	3,25		38	9,804	46,17	27,702	27702	59850	27
	3	19	0,43	3,25		57	14,706	69,255	41,553	41553	89775	27
	4	19	0,43	3,25		76	19,608	92,34	55,404	55404	119700	27
	5	19	0,43	3,25		95	24,51	115,425	69,255	69255	149625	27
2	6	19,5	0,45	3	2	114,5	30,915	142,945	85,7674	85767,4	175906,9	63
	7	19,5	0,45	3	2	134	36,18	166,8333	100,1	100100	205156,9	63
3	8	20	0,7	2,28	14	154	64,68	231,3265	138,7959	138795,9	223103,4	145
	9	20	0,7	2,28	14	174	73,08	258,3265	154,9959	154995,9	248783,4	145
	10	20	0,7	2,28	14	194	81,48	285,3265	171,1959	171195,9	274463,4	145
	11	20	0,7	2,28	14	214	89,88	312,3265	187,3959	187395,9	300143,4	145
	12	20	0,7	2,28	14	234	98,28	339,3265	203,5959	203595,9	325823,4	145
	13	20	0,7	2,28	14	254	106,68	366,3265	219,7959	219795,9	351503,4	145
	14	20	0,7	2,28	14	274	115,08	393,3265	235,9959	235995,9	377183,4	145
	15	20	0,7	2,28	14	294	123,48	420,3265	252,1959	252195,9	402863,4	145
	16	20	0,7	2,28	14	314	131,88	447,3265	268,3959	268395,9	428543,4	145
	17	20	0,7	2,28	14	334	140,28	474,3265	284,5959	284595,9	454223,4	145
	18	20	0,7	2,28	14	354	148,68	501,3265	300,7959	300795,9	479903,4	145
	19	20	0,7	2,28	14	374	157,08	528,3265	316,9959	316995,9	505583,4	145
	20	20	0,7	2,28	14	394	165,48	555,3265	333,1959	333195,9	531263,4	145

Tabella60: Caratteristiche del terreno

- **Post-processing e interpretazione dei risultati per la fase di verifica:** effettuate tutte le fasi appena descritte il programma di calcolo fornisce i risultati delle elaborazioni. L'interpretazione dei risultati è molto importante per appurare il buon funzionamento del modello. In questo caso la risposta è proprio come ci si aspettava. In seguito all'applicazione dei carichi orizzontali infatti le molle che simulano il terreno forniscono le reazioni orizzontali che vincolano il sistema. Gli aspetti che ci assicurano il buon funzionamento sono:

- 1- Avviene l'inversione dei momenti flettenti Fig. 61 come ci si aspettava. Inoltre il loro smorzamento è abbastanza veloce con la profondità questo in analogia con le teorie di Broms che descrivono il comportamento dei pali soggetti a forze orizzontali.

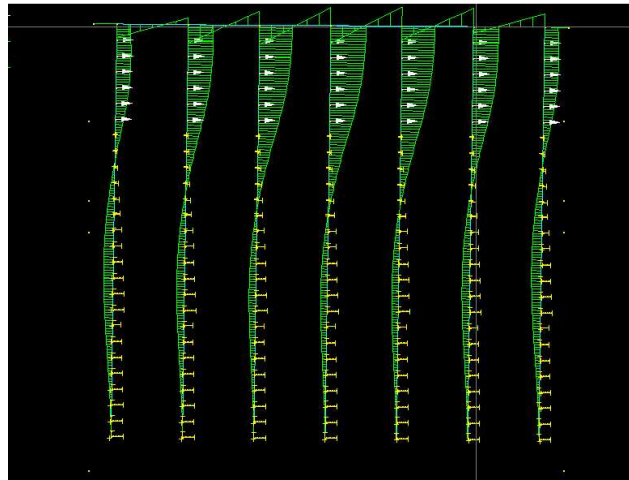


Figura 61: Diagramma momento flettente

I risultati in termini di momento flettente dei pali di sostegno sono stati estrapolati dal programma di calcolo. Si ricorda che per inserire le molle ideali che simulano il terreno ogni palo è stato diviso in 26 elementi di lunghezza unitaria. Questi risultati sono stati trattati e in un foglio excel che ne ricava i massimi per ogni configurazione.

- 2- Il terreno modellato con le molle come appena descritto risponde alle sollecitazioni orizzontali con delle forze rappresentate in Fig. 62. Tale risposta assume un andamento parabolico come ci si aspettava

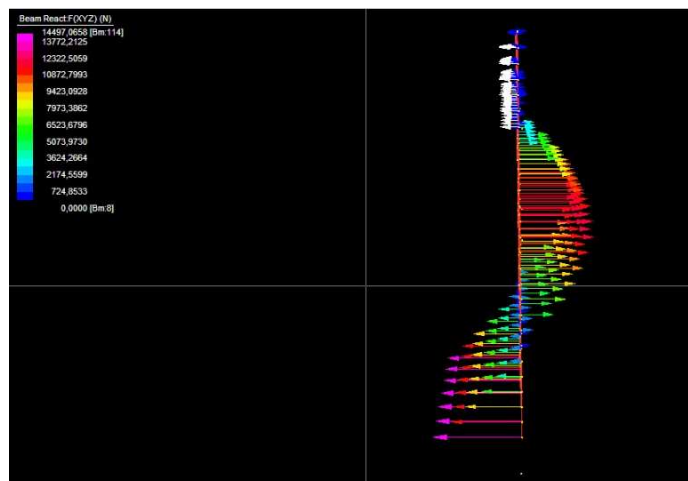
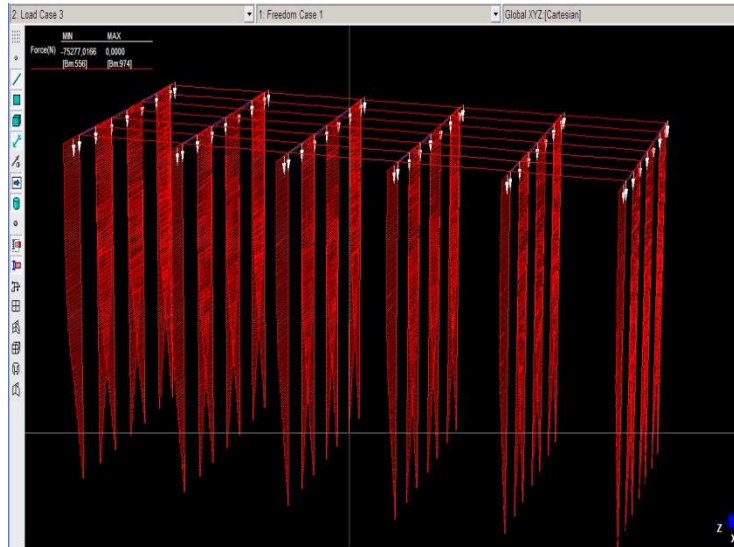


Figura 62: Reazioni del terreno

- 3- La portanza verticale del terreno è stata modellata utilizzando delle molle come per quella orizzontale fornendo risultati attendibili in termini di abbassamenti, nell'ordine dei pochi centimetri e degli sforzi normali del palo che vanno a smorzarsi con la profondità.



4- Figura 63: Diagramma sforzo normale

I risultati che si ricaveranno alla fine di questa fase di analisi saranno utilizzati per il dimensionamento e la verifica dei singoli elementi strutturali. Facciamo riferimento alle seguenti sollecitazioni.

- A: Momenti flettenti e tagli nella trave a T Rovescio di unione dei pali.
- B: Momenti flettenti massimi nelle due direzioni, corrispondenti alle varie combinazioni di carico, per i pali di sostegno della struttura.
- C: Sforzo normale massimo nei piloni di sostegno.

CAPITOLO 9: VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DEL PONTILE MARINO

9.1 TRAVI π PREFABBRICATE

La scelta dei tegoli DTW per la realizzazione dell'impalcato è stata fortemente influenzata dalla facilità di messa in posa eliminando tutte le fasi di cassetatura e getto indispensabili in caso di impalcato gettato in opera. La ditta produttrice di tali elementi prefabbricati fornisce le caratteristiche dei materiali con cui si realizzano i tegoli che per chiarezza sono riportati in Tab. 61.

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRIFOLIO STABILIZZATO CLASSE2	
f_{pk}=	1880 Mpa
$f_{pt(1)k}$=	1870 Mpa
Modulo di elasticità E_s=	191000 Mpa
ρ_{150} (caduta per rilassamento a 150 h).....=	1.5%
ρ_{1000} (caduta per rilassamento a 1000 h).....=	5.0%
ρ_{∞} (caduta per rilassamento a 50000 h).....=	9.0%
ACCIAIO PER ARMATURA LENTA TIPO B450C	
f_{tk}=	540 Mpa
f_{yk}=	450 Mpa
Modulo di elasticità E_s=	200000 Mpa
CLS PER STRUTTURA PRECOMPRESSA CLASSE	
$E_{cm}=22000*[f_{cm}/10]^0.3$=	34625 Mpa
$\eta(t,t_0)$ (coefficiente di viscosità).....=	2.70
$\epsilon(t,t_0)$ (coefficiente di ritiro).....=	0.00030
R_{ck}=	30 Mpa
$E_{cmj}=22000*[f_{cmj}/10]^0.3$=	31447 Mpa
CLS PER GETTO IN OPERA CLASSE	
$f_{ck}=0.83*R_{ck}=0.83*30.0=24.9$ Mpa	
$f_{cm}=f_{ck}+8=32.9$ Mpa	
$f_{cd}=f_{ck}/1.5=14.1$ Mpa	
$E_{cm}=22000*[f_{cm}/10]^0.3$=	31447 Mpa

Tabella 551: Materiali costituenti del tegolo

La sezione del tegolo viene fornita dalla ditta produttrice ed è riportata in Fig. 57: nella figura si sono evidenziati i cavi della precompressione e le armature lente posizionate nella zona inferiore del tegolo. Inoltre sono presenti i ferri sporgenti di richiamo da annegare nella soletta in cls che verrà gettata in seguito al posizionamento del tegolo.

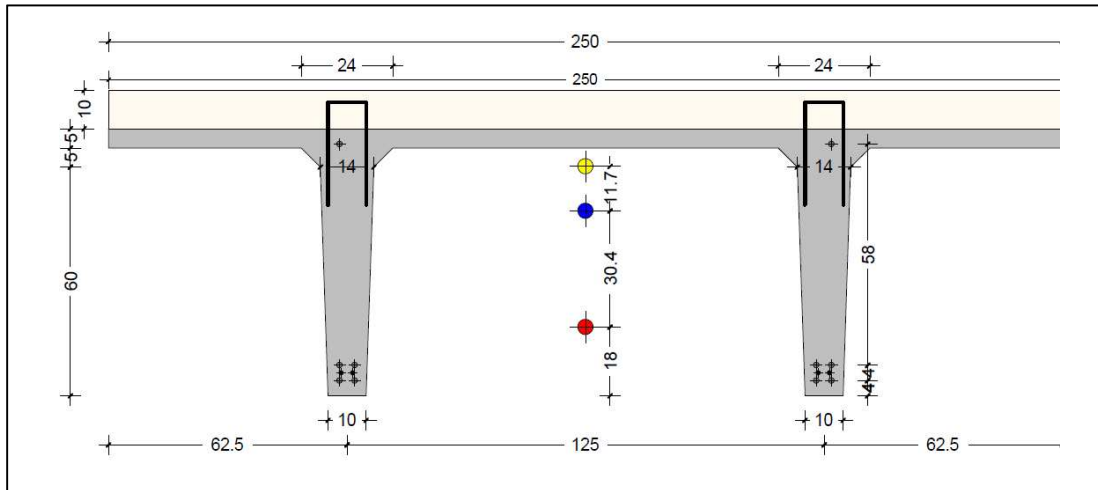


Figura 64: Sezione di mezzeria del tegolo precompresso

Il calcolo di tali elementi viene fatto dalla ditta produttrice che fornisce dei grafici in cui in funzione della lunghezza e del tipo di tegolo è fornito il carico massimo. Dovendo garantire la stabilità di una folla compatta il carico massimo ricavato dall'analisi dei carichi è stato quantificato in 5KN/m². La luce da coprire tra le travi a T rovescia è di 11,4m per cui si dovranno utilizzare i tegoli alti 60cm.

Lo schema longitudinale del tegolo precompresso è riportato in Fig. 65 con indicate le staffe ed i diagrammi dei tagli sollecitanti e dei tagli resistenti.

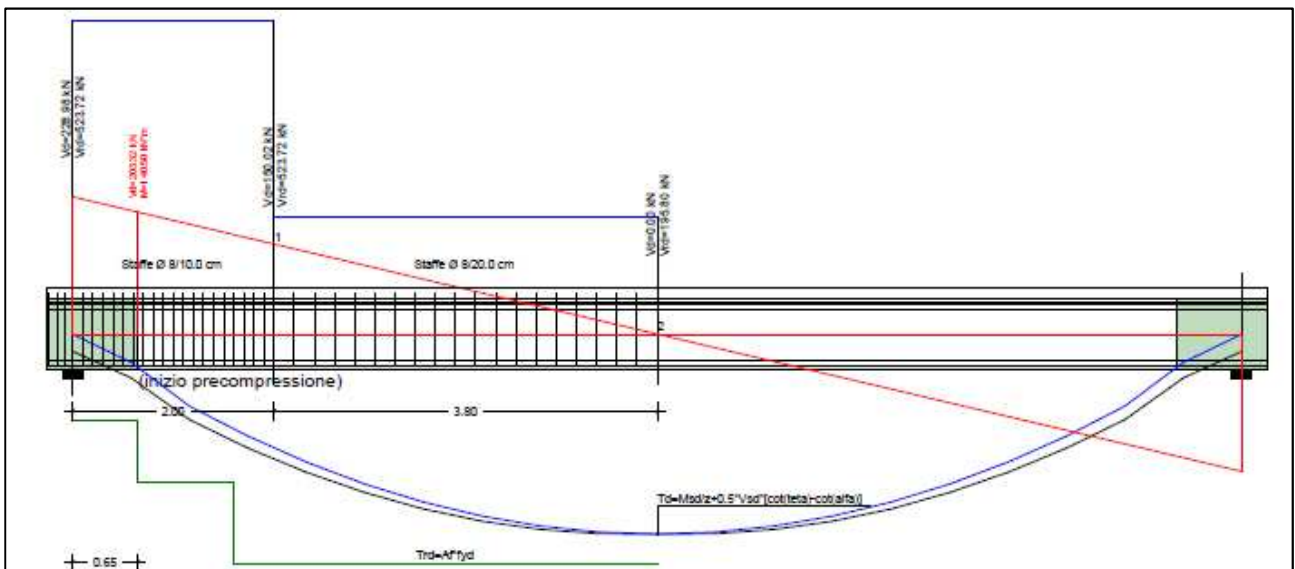


Figura 65: Sezione longitudinale del tegolo prefabbricato

9.2 TRAVI DI COLLEGAMENTO A "T" ROVESCIA

La trave a T rovescia in esame ha una duplice funzione strutturale: la prima è rendere collaboranti tra loro i tre pali ($i=4.5\text{m}$) della sezione trasversale dell'impalcato e la seconda è fornire l'appoggio per i tegoli DTW che formano l'impalcato. La sezione trasversale è composta da tre pilastri solo nella parte iniziale, cioè i primi 72m dell'impalcato; arrivati alla parte centrale la maglia strutturale cambia radicalmente. In questa zona infatti l'impalcato è ruotato di 45° ed assume una forma rettangolare ($62 \times 27\text{m}$) per poi finire in un piccolo pontile ($40 \times 6\text{m}$) sempre in direzione longitudinale. La trave che ci apprestiamo a verificare è una di quelle della zona centrale della passerella; la trave unisce 7 pilastri e considerando anche i due sbalzi avrà una lunghezza totale di 30m.

Valutiamo ora i carichi gravanti sulla trave: partendo dal suo peso proprio:

$$P_{\text{trave}} = 0.7 \cdot 0.6 \cdot 25000 + 1.6 \cdot 0.3 \cdot 25000 = 21000 \text{ N/ml}$$

Il carico che riceve dai tegoli di impalcato, comprensivo delle azioni accidentali è di 13000N

		H	P. SPEC	N/m ²
P.P	TEGOLO			2660 N/m ²
P:P	SOLETTA	0.05	25000	1250 N/m ²
P.P	PAV.LEGNO			300 N/m ²
P.ACC	FOLLA			5000 N/m ²
	TOT			9210 N/m ²

Tabella 562: Pesi propri trave a T rovescia

$$q_{\text{trave}} = 9210 \cdot 11.4 + 21000 = 126 \text{ KN/ml}$$

Questo carico verrà applicato alla trave come uniformemente distribuito

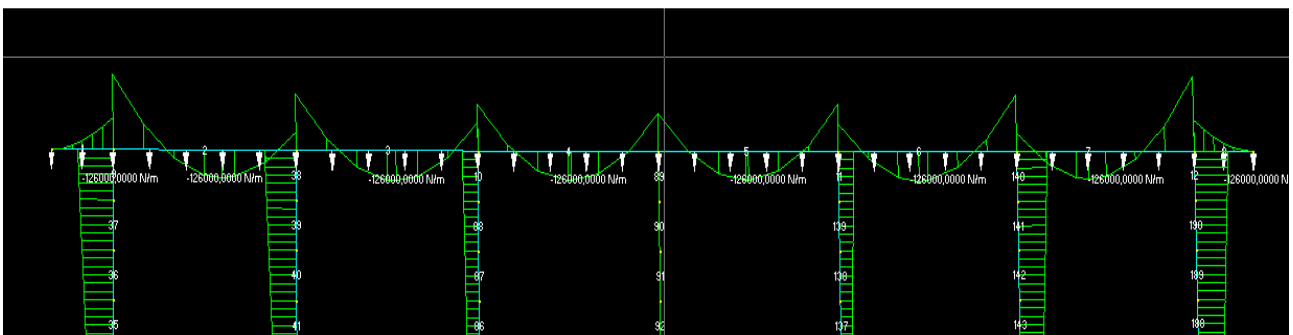


Figura 66: Trave uniformemente caricata nel modello di calcolo.

I risultati di questa analisi sono riportati nella tabella sotto e vengono confrontati con quelli delle due configurazioni con applicati i carichi orizzontali di onde e sisma; questo per valutare eventuali incrementi di sollecitazioni nella trave in esame.

La presenza di tali carichi fa variare il comportamento del sistema ma non evidenzia grandi incrementi di sollecitazione se non nei momenti negativi presso gli appoggi.

TRAVE	CARICO DISTRIBUITO			ONDA 1		SISMA 1	
	T2	M2 neg	M2 pos	T2	M2	T2	M2
	N	Nm	Nm	N	Nm	N	Nm
1	0	0		0	0	0	0
	-189000	-141750		-25350	-19012,5	-15210	-11407,5
2	339234,7	-332502	166539	-25002,7	164231,2	-49734,8	201417,4
	-227765	-81696		-101053	-119394	-95364,8	-125057
3	312032,6	-252697	179286	-68036,5	247123,1	-94958,1	286715,7
	-254967	-124300		-144086	-230154	-140588	-243263
4	292214,5	-208700	174561	-88083,6	269433,4	-115553	278185,8
	-274786	-169485		-164134	-298055	-161183	-314470
5	274785,5	-169485	174561	-90421,3	252590,4	-116956	287191
	-292214	-208700		-166471	-225418	-162586	-311776
6	254967,4	-124300	179286	-75690,5	196809,5	-99550,5	223256,7
	-312033	-252697		-151740	-314910	-145180	-327388
7	227765,3	-81696	166539	-39953,8	97478,39	-58705,5	111907,7
	-339235	-332502		-116004	-253426	-104335	-254934
8	189000	-141750		25350	-19012,5	15210	-11407,5
	0	0		0	0	0	0
MAX	339234,7	0	179286	25350	269433,4	15210	287191
MIN	-339235	-332502		-166471	-314418	-162586	-311776

Tabella 573: Riepilogo sollecitazioni trave a T rovescia

I valori con cui verificheremo la trave sono evidenziati in rosso in tabella. I momenti negativi corrispondono a momenti che tendono le fibre superiori e quelli positivi quelle inferiori. Per quanto riguarda i materiali si ricordano le considerazioni fatte in precedenza sul tipo di calcestruzzo e sul copri ferro. Per l'acciaio si utilizza un S 355 analogo a quello previsto per i pali di sostegno.

MATERIALI	
CALCESTRUZZO	C35/45
ACCIAIO	S 355
COPRIFERRO	5 Cm

Tabella 584: Materiali Trave T rovescia

Le dimensioni della trave sono quelle di Figura sotto.

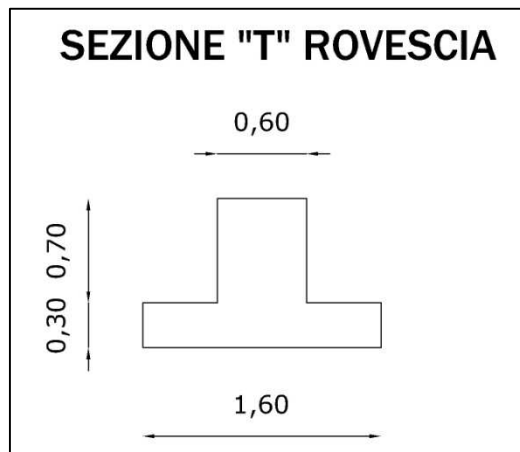


Figura 67: Sezione della trave a T rovescio

Anche questa verifica viene svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo excel. I risultati in termini di tensioni in fase di esercizio vengono riportati in tabella con riassunte le dimensioni della sezione.

VERIFICA TRAVE T ROVESCIA		
DIMENSIONI SEZIONE		
B1	160	Cm
B2	60	Cm
H1	30	Cm
H2	70	Cm
AZIONI SOLLECITANTI		
M positivo	287	KNm
M negativo	-332	KNm
T	339	KN
Barre inferiori	16	
Barre superiori	16	
RISULTATI		
Af	20.11	Cm ²
Af'	20.11	Cm ²
σ_{c0}	-2.49	N/mm ²
Σf	184.5	N/mm ²
σ_f'	-25.6	N/mm ²
X _c	16.7	Cm
VERIFICHE SODDISFATTE		

Tabella 595: Riepilogo risultati del calcolo della trave a T rovescia

L'armatura longitudinale ed a taglio viene indicata in Fig. 61

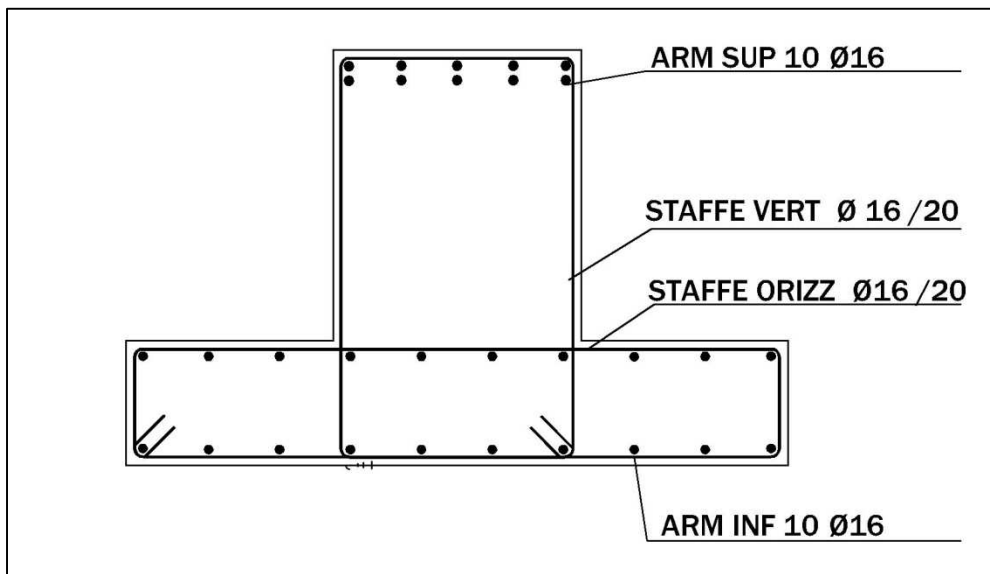


Figura 68: Trave T rovescio con armatura

La sezione risulta verificata a flessione con $10\phi 16/1.6m$ come armatura inferiore in tutta la lunghezza della trave da realizzarsi con ferri di lunghezza $l=5.5m$ sovrapposti in zona compressa presso gli appoggi.

Le sporgenze laterali della trave saranno gli appoggi per i tegoli prefabbricati perciò dovranno essere riverificati a flessione. In questa parte della trave sono previste delle staffe ad interasse 20cm che funzioneranno anche a flessione per il carico trasmessogli dai tegoli.

Verifica sezione 100x30cm dell'appoggio del tegolo.

Calcoliamo taglio e momento che arrivano alla trave dai tegoli dell'impalcato; consideriamo queste azioni come carichi distribuiti nella lunghezza della trave anche se i tegoli li riportano puntualmente nei punti di appoggio.

$$F = \frac{q_{tr}}{2} = \frac{104994 N}{2} = 52,4 KN \cdot ml$$

$$M = 52400 \cdot 0.5 \cdot 1 = 26200 Nm$$

$$T = 52400 N$$

In tabella sono riportati i valori tensionali con cui risulta verificata la sezione.

RISULTATI			
Posizione dell'armatura inferiore dal lembo compresso	= 25	Cm	
Posizione asse neutro	= 6,96	Cm	dal lembo superiore
Momento d'inerzia della sezione armata	= 60893	cm ⁴	
Tensione nel calcestruzzo	= 29,73	kg/cm ²	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura superiore	= 125,71	kg/cm ²	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura inferiore	= 1155,23	kg/cm ²	<i>Si</i>
Verifica del taglio	= 2,22	kg/cm ²	<i>Si</i>

Tabella 606: Riepilogo risultati del calcolo della sezione

I ferri previsti corrispondono ai 5 ϕ 16/1m previsti come armatura a taglio della trave a T.

Una verifica supplementare è necessaria per la prima trave della banchina a cui si appoggia la passerella pedonale. Le azioni ultime che la passerella trasmette alla trave sono state riportate nel paragrafo delle opere a terra ma vengono di seguito riportate

	F _x	F _y	F _z
1 BANCHINA	/	86575	-14883
2 BANCHINA	/	90606	-6108
3 BANCHINA	/	86355	-30186

Tabella 617: Sollecitazioni che arrivano dalla passerella

Della trave in esame verificheremo lo sbalzo sul quale si appoggiano le tre travi longitudinali della passerella che trasmettono le azioni evidenziate in rosso in tabelle. Le tre azioni sono schematizzate come carichi verticali puntuali distanziati di 2,5 m. Per questo motivo si predisporrà una piastra metallica in prossimità dei tra punti di arrivo delle travi e si considererà reagente a flessione una striscia di 1 m di sezione.

Le sollecitazioni che arrivano dalle travi della passerella sono maggiori di quelle distribuite che arrivano dai tegoli, rendendo necessaria un'altra verifica della sezione. Le azioni sono di seguito calcolate

$$F = 90606 \text{ N}$$

$$M = 90606 \cdot 0.5 = 45000 \text{ Nm}$$

RISULTATI			
Posizione dell'arm. inferiore dal lembo comp.	= 25	cm	
Posizione asse neutro	= 6,96	cm	
Momento d'inerzia della sezione armata	= 60893	cm ⁴	
Tensione nel calcestruzzo	= 51,45	kg/cm ²	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura superiore	= 217,57	kg/cm ²	<i>Si</i>
Tensione nell'armatura inferiore	= 1999,43	kg/cm ²	<i>Si</i>
Verifica del taglio	= 2,22	kg/cm ²	<i>Si</i>

Tabella 627: Riepilogo risultati del calcolo della sezione

9.3 VERIFICA DEI PALI DI SOSTEGNO

I pali di sostegno del pontile marino sono realizzati in calcestruzzo armato e hanno una lunghezza totale di 26m di cui 20 infissi nel terreno e 6 in elevazione dal fondo del mare. La parte infissa nel terreno viene realizzata con il metodo della trivellazione spiegato nel Par. 5.3.1 e necessita di una verifica di portanza verticale. Per effettuare questa verifica è necessario valutare i carichi di esercizio del palo di sostegno.

CARATTERISTICHE DEL PALO	
DIAMETRO	60 cm
LUNGHEZZA Fuori terra	6.5 m
Ab	0.28 m ²
Pp	45.8 KN
MATERIALI	
CALCESTRUZZO	C35/45
ACCIAIO	S 355 _{t<40 mm}
COPRIFERRO	5 cm

Tabella 638: Caratteristiche del palo di sostegno

Vista la regolarità della pianta strutturale del pontile a mare è facile riconoscere nei pali centrali quelli più sollecitati dalle azioni verticali. Essi infatti ricevono il carico della trave trasversale $q = 126000 \text{ N/m}$ che comprende sia i pesi propri degli elementi dell'impalcato sia i carichi accidentali della folla opportunamente fattorizzati, moltiplicati per un interasse di 4.5m.

$$P = 126000 \cdot 4.5 = 567 \text{ KN}$$

a cui aggiungere in peso proprio del palo $d=60\text{cm}$

$$N_{\text{tot}} = P + P_{\text{palo}} = 567 + 45 = 612 \text{ KN}$$

Questo valore viene confrontato con gli sforzi normali calcolati dal modello con applicato lo stesso carico di 126KN/m. il massimo valore di sforzo normale che ci fornisce il programma è di 638KN, leggermente superiore, rispetto a quello calcolato manualmente. Useremo questo valore come carico di progetto con cui verificare il palo. Per questo elemento sono previste due verifiche:

- Verifica della capacità portante verticale del palo
- Verifica della sezione circolare in calcestruzzo armato

La verifica della capacità portante del palo è chiaramente funzione del tipo di terreno attraversato. Per chiarezza riportiamo di seguito in Tab. 68 le caratteristiche emerse dalla relazione geologica depositata presso il comune di Riccione.

STRATO	MATERIALE	SPESSORE	PESO SPECIFICO	ANGOLO D'ATTRITO	COESIONE
		m	KN/m ³		KPa
1	Sabbia medio fine	5	19	30-32°	0
2	Sabbia fine limosa	2	19.5	28-30°	1-2
3	Argilla limosa	16	20	21-23°	12-14
4	Ghiaia sabbiosa	4	19	30-32°	0
	TOT	27			

Tabella 69: caratteristiche del terreno

La resistenze di punta e laterale del terreno vengono calcolate esattamente come fatto per il palo di fondazione modificando opportunamente le dimensioni, lunghezza e diametro. Sommando questi valori otterremo la portata verticale totale del palo di sostegno da confrontare con i carichi che esso riceve.

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI						
Riferimento:	<u>Pali Fondaz. L = 20m d = 0,6m</u>					
STRATIGRAFIA:						
	<i>tipologia:</i>	<i>denominazione</i>				
strato 1	incoerente sciolto	Sabbia medio fine				
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia limosa				
strato 3	coerente n.cons./misti	argilla limosa				
strato 4	incoerente denso	ghiaia sabbiosa				
PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$						
		<i>strato 1</i>	<i>strato 2</i>	<i>strato 3</i>	<i>strato 4</i>	<i>strato 5</i>
lunghezza	<i>m</i>	4	2	14	0	0
Portanza laterale	<i>daN</i>	134.020	124.469	1.866.133	0	
	PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1,15 * 1)$					1.847.497daN
PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$						
	Strato 3	argilla limosa				
	PORTANZA ALLA PUNTA: $PP_c = PP / (1,35 * 1)$					113.040daN
PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: $P_{tot} = PL_c + PP_c$						1.960.537daN

Tabella 640: Portata verticale del palo del pontile

Si può notare che in tabella sopra sono presenti due coeff. (1,15 applicato alla portata laterale e , 1,35 applicato a quella di punta) con cui si riducono cautelativamente i risultati ottenuti come indicato nel DM 2008.

La verifica della capacità portante del palo viene di seguito riportata.

$$FS = \frac{1960}{640} = 3,06$$

La verifica della portata del palo di sostegno è ampiamente soddisfatta

Per procedere con la verifica della sezione del palo è necessario ottenere dal modello di calcolo preparato gli sforzi flettenti e taglianti massimi per i pali di sostegno. È chiaro che le azioni flettenti massime sono associate alle combinazioni di carico in cui sono presenti le azioni orizzontali quindi quella delle onde a quella sismiche.

I momenti M1 e M2 sono riferiti alle due direzioni dell'impalcato ma vista la simmetria radiale della sezione circolare possiamo considerare il più grande tra i due massimi.

	ONDA 1			SISMA 1			SISMA 2		
	T2	M2	M1	T2	M2	M1	T2	M2	M1
	N	Nm	Nm	N	Nm	Nm	N	Nm	Nm
MIN	-19830,9	-550646	-419210	-21783,2	-501661	-147001	-6657,27	-180498	-490004
MAX	69143,4	519347,2	0	58990,5	563305	0	17697,15	172536,3	0

Tabella 65: Riepilogo azioni flettenti nel palo di sostegno

La combinazione di carico che sollecita maggiormente i pali di sostegno della struttura è una di quelle sismiche.

Le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione del palo sono quelle appena descritte e qui di seguito riportate.

Sforzo normale di progetto $N = 638 \text{ KN}$ \rightarrow $N_d = 650 \text{ KN}$

Momento flettente di progetto $M = 563 \text{ KNm}$ \rightarrow $M_d = 570 \text{ KNm}$

Ricavate queste azioni si procede con le verifica a pressoflessione della sezione circolare in calcestruzzo. L'armatura della sezione viene predimensionata con 20 ferri longitudinali $\phi 24$. In immagine sono evidenziate la zona tesa (blu) e quella compressa (rosso).

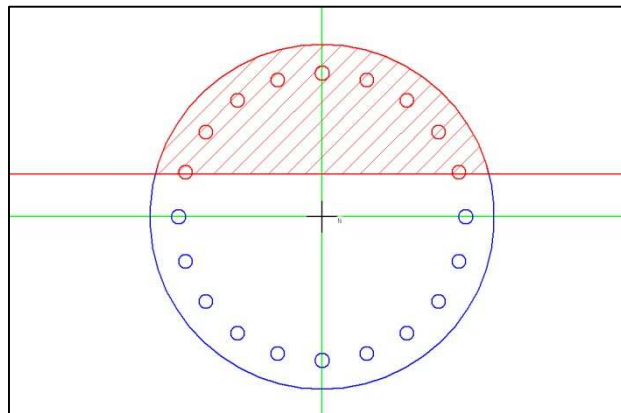


Figura 69: Sezione parzializzata

La sezione è stata verificata allo SLU con le sollecitazioni sopra descritte. Solo alcuni dei risultati numerici dell'analisi non vengono riportati in relazione

Posizione asse neutro $x = 225.8 \text{ cm}$

Rapporto ξ $\frac{x}{d} = 0,4105$

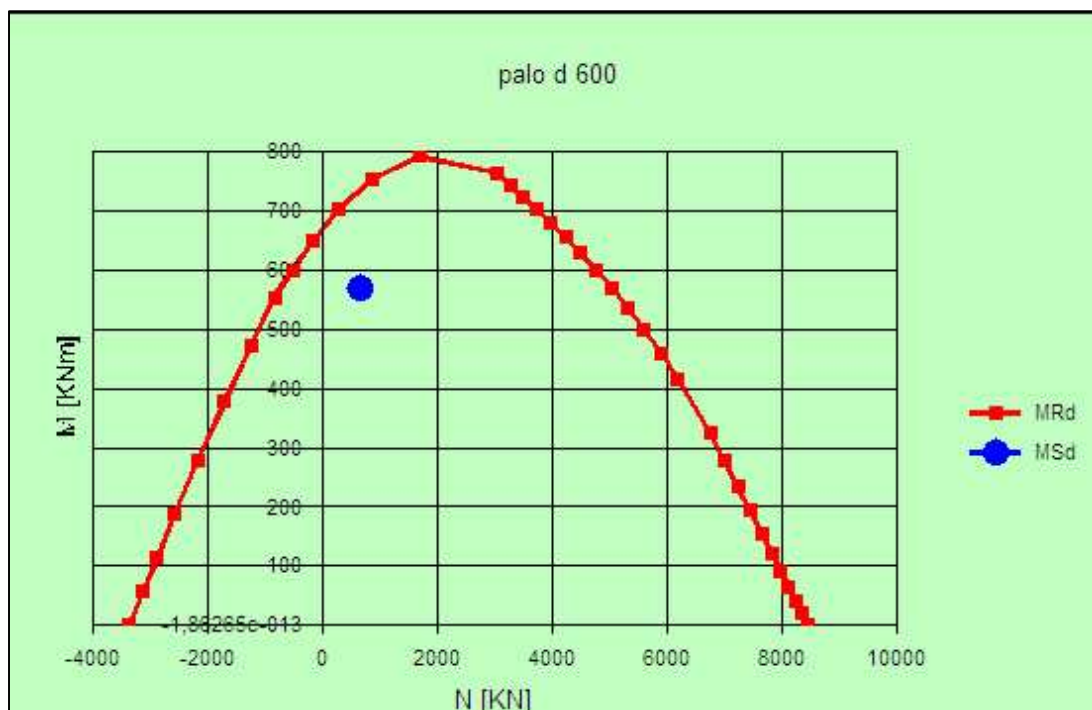


Figura 70: Dominio M-N della Sezione del palo

Il palo viene realizzato in calcestruzzo armato con ferri longitudinali e staffatura realizzata tramite spirale metallica con passo 20 cm. Un particolare molto importante per i pali, soprattutto nella fase di realizzazione, è la “camicia” con cui viene realizzato. Questo termine tecnico individua il rivestimento del palo. È un involucro metallico chiuso di spessore limitato ($s=20\text{mm}$) che viene preparato per il getto dei pilastri ma non viene rimosso una volta finita la maturazione del conglomerato. Questo elemento quindi assumerà, durante la vita della struttura una funzione di rivestimento molto importante in un ambiente aggressivo come quello marino. Le sezioni del palo sono rappresentate in Fig. 79

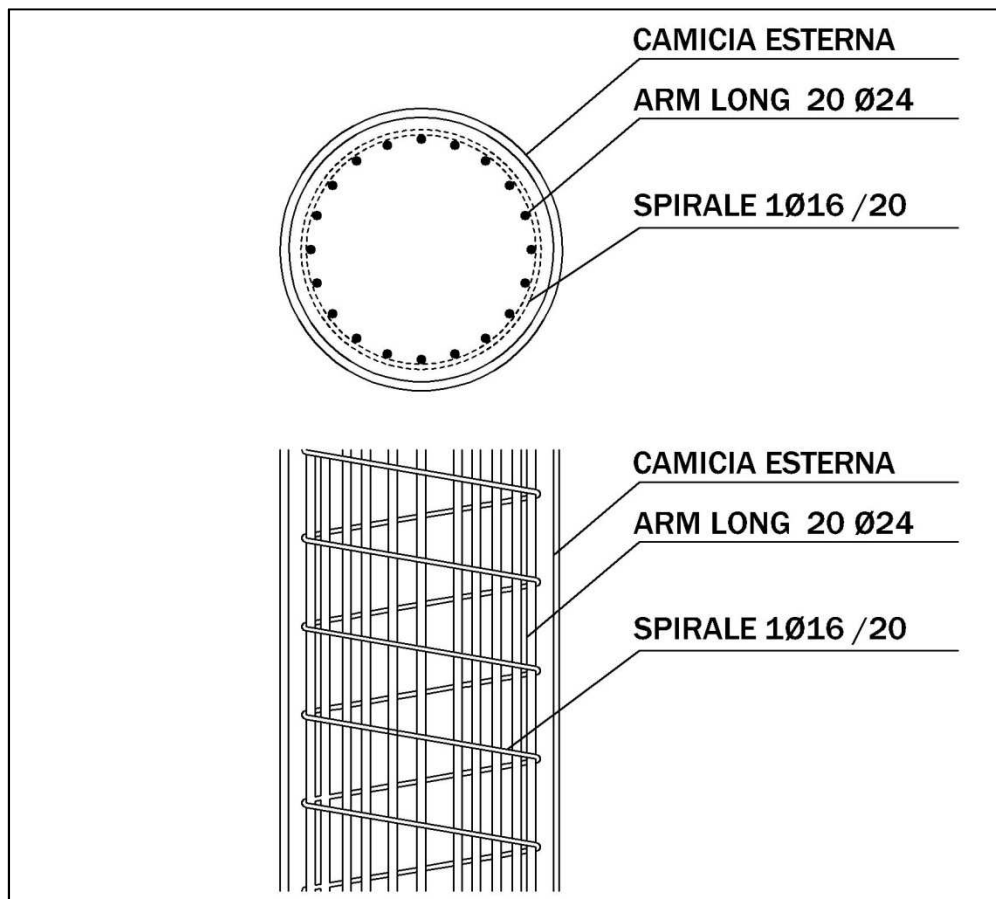


Figura 7133: Armature del palo di sostegno

Nella figura sono non sono stati riportati ma sono previsti i ferri di richiamo del palo. Queste armature verranno legate a quelle previste per la trave a T rovescio in modo da rendere collaboranti i due elementi strutturali. Per questo motivo verranno prolungate per una lunghezza di 80cm in modo da arrivare ai ferri longitudinali superiori della trave.

BIBLIOGRAFIA

ing. R. Tassinari ing. I. Castellani, arch. G. Morri 18 Marzo 2010: *Progetto architettonico: Arco, passerella sostenuta da stralli. File DWG*

Augusti G., A. L. Materazzi, V. Sepe 2001: *Ingegneria del vento introduzione alla progettazione strutturale alla luce della nuova normativa. International Centre For Mechanical Sciences Monigrafie CISM*

Broms, B.B., 1964b. *Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156.*

Colombo P., F. Colleselli 2004: *Elementi di Geotecnica. Zanichelli*

D'Antonio F. 2010: *Tesi di Laurea Progetto di un pontile turistico a Riccione (RN) con valutazione della sollecitazione ondosa*

Faina G: *L'indagine di campo condotta da Soiltesting Mare*

Forlani.E, Studio di ingegneria applicata e ingegneria E: Forlani & C. 2005: *Progetto di riqualificazione urbana ed ambientale con creazione di parcheggio interrato sotto Lungomare della repubblica. Relazione Geologica-Geotecnica*

Lamberti, A., 2009. *I porti. Appunti del Corso di Ingegneria Portuale, Alma Mater Studiorum, Università di Bologna.*

Lancellotta R., J. Calavera 1999: *Fondazioni. McGraw-Hill*

Tomasicchio U., G.R.Tomasicchio 2001: *Manuale di ingegneria portuale e costiera. Editrice Bios*

Takahashi Shigao 1952: *Design of vertical breakwaters.*

RIFERIMENTI NORMATIVI

DM 14 Gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni

UNI EN 206-1 2006: [Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.](#)

UNI EN 197-1 2001: Cemento - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni