

PROGETTO ESECUTIVO

OPERE DI CONTENIMENTO DEI LIVELLI DI PIENA IN SPONDA SINISTRA DEL FIUME ADDA IN COMUNE DI LODI (LO)

II FASE DI INTERVENTO FUNZIONALE

CIG - 82254808D2
CUP - B13H19000480002

DICEMBRE 2022

Studio HYDRA s.r.l.

Via Fermi 20 - 20057 ASSAGO (MI)
tel: (02) 23185801 - e-mail: studiohydrasrl@studiohydra.it

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. SILVIO ROSSETTI
Dott. Ing. ALESSANDRA BERTOGLIO

REDAZIONE	Paolo Galli	Aspetti strutturali:	Aspetti ambientali e catastali:
VERIFICA	Pier Giorgio Malerba	 STUDIO MALERBA STUDIO DI INGEGNERIA viale Abruzzi, 17 - 20131 MILANO - tel: (02) 29526561 fax: (02) 29526561 - e-mail: mail@studiomalerba.net	 GEOLAMBDA Engineering S.r.l. Sede operativa: via A. Diaz, 22 - 26845 Codogno (LO) tel: (+39) 0377.433021 fax (+39) 0377.402035 www.geolambda.eu - pec: geolambda@geolambda.viapec.it e-mail: laura.pezzoni@geolambda.it
APPROVAZIONE	Silvio Rossetti	Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA	Dott. Ing. LAURA PEZZONI

REVISIONI	N.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
	1					
	2					
	3					

TITOLO:

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

ELABORATO:

FASE

PE

TIPO

RDCS

COMMESSA

250-06

NUMERO

A.02.06

REV

00

INDICE

1.	PREMESSA.....	1
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	4
3.	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
4.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
4.1	INDAGINI DIAGNOSTICHE SULLA SPALLA SINISTRA DEL PONTE STORICO.....	8
4.2	INDAGINE GEOLOGICA.....	12
5.	MATERIALI	17
6.	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1	PESO PROPRIO DELLO SCATOLARE.....	18
6.2	PERMANENTI SULLE SOLETTE DELLO SCATOLARE	18
6.3	PERMANENTE PASSERELLA.....	18
6.4	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	18
6.4.1	Carichi verticali sulla soletta dello scatolare	18
6.4.2	Azione di frenatura sulla soletta dello scatolare	19
6.4.3	Carico verticale sulla passerella.....	19
6.5	SPINTA DEL TERRENO SULLO SCATOLARE	19
6.6	SPINTA DEL SOVRACCARICO SULLO SCATOLARE	20
6.7	CARICHI AGENTI SULLA PARTE RIMANENTE DI SPALLA	21
6.7.1	Spinta dell'arco sullo scatolare	25
6.8	SISMA	26
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	30
8.	MODELLAZIONE DELLO SCATOLARE	31
8.1	MODELLAZIONE DEI CARICHI E DELLE MASSE	33
9.	VERIFICA SCATOLARE	34
9.1	VERIFICHE A FLESSIONE DELLE SEZIONI	34
9.2	VERIFICHE A TAGLIO DELLE SEZIONI	37
9.3	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	40
9.4	VERIFICA DELLE PRESSIONI LOCALIZZATE SULLA SOLETTA SUPERIORE.....	41
10.	VERIFICA BERLINESE DI PALI TRIVELLATI.....	43
10.1	VERIFICA STATICA.....	43
10.2	VERIFICA SISMICA	51
10.3	CEDIMENTI DEL PIANO CAMPAGNA	57
11.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE DELLA SPALLA.....	59
11.1	CARICHI ALL'IMPOSTA DELLA FONDAZIONE.....	61
11.2	CARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE.....	63
11.3	VERIFICA DEI MICROPALI.....	65

ALLEGATO: validazione dei codici di calcolo – dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (p.to 10.2)

RELAZIONE DI CALCOLO

1. PREMESSA

Nel suo tratto cittadino di Lodi, il fiume Adda è classificato di III categoria idraulica, ai sensi del D.C.P.S. n. 261 del 21/04/1947 ed è caratterizzato dal ponte con n. 8 campate ad arco, realizzato a metà del XIX secolo poco più a monte (circa 15 m) rispetto al preesistente ponte in legno del periodo napoleonico. Circa 150 m a valle del ponte, allo scopo di interrompere il fenomeno di progressivo abbassamento delle quote di fondo alveo per erosione regressiva causato dal salto di meandro e relativo disalveo del “*Casellario*” (1976), che comportò la riduzione della lunghezza dell’asta fluviale di circa 6,5 km (dal ponte cittadino di Lodi al Casellario), venne costruita, a metà degli anni ’80 del secolo scorso, una briglia in calcestruzzo ciclopico, a protezione delle fondazioni delle pile del ponte stesso.

Allo stato attuale, tra le opere costituenti il Quadro generale degli interventi, sono stati realizzati e collaudati i seguenti lavori:

- Le chiaviche sulle Rogge Gaetana e Gelata e le paratoie sulla Roggia Valentina (collaudo in data settembre 2005);
- L’arginatura in sponda destra idraulica a valle del Ponte Storico (collaudo in data gennaio 2010);
- Il primo lotto (tratto di valle) dell’arginatura in sponda sinistra idraulica a monte del Ponte Storico (area ex SICC) (collaudo in data giugno 2010);
- Le opere di consolidamento delle fondazioni del Ponte Storico, di abbassamento della quota di coronamento dell’esistente briglia fluviale posta a valle dello stesso Ponte Storico e di consolidamento dell’esistente Isolotto fluviale “Achilli” (collaudo in data giugno 2013);
- L’arginatura in sponda destra a monte del Ponte Storico (collaudo in data settembre 2017).

Per il completamento del Quadro generale degli interventi necessari per la difesa idraulica dell'abitato di Lodi dovranno essere realizzate le seguenti ulteriori opere:

1. Arginatura in sponda sinistra a valle del Ponte Storico;
2. Adeguamento del Ponte Storico, mediante la realizzazione di una campata aggiuntiva in sinistra idraulica, a cui si riferisce la presente progettazione;
3. Riattivazione di un vecchio ramo secondario del fiume Adda in sinistra idraulica, appena a monte del Ponte Storico, con l'asportazione del materiale accumulatosi nei decenni, finalizzata al miglioramento dell'alimentazione delle campate del ponte in sinistra.

Allo scopo di ridurre il rischio idraulico di allagamento di tutta la zona denominata *Q.re Revellino – C.na Codignola* e di completare le opere previste dal Quadro generale degli interventi in sinistra idraulica, nel gennaio 2018 venne redatto il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica degli interventi di cui alle precedenti lettere a), b) e c), nell'ambito del quale venne definita la possibilità di suddivisione delle opere previste nelle seguenti N.3 fasi di intervento funzionale:

1. I fase di intervento funzionale

Realizzazione delle opere di difesa dagli eventi alluvionali di riferimento ($T_{RIT} = 200$ anni) dell'area urbanizzata corrispondente al *Q.re Revellino*, alla zona di via N. Sauro e alla zona di *C.na Codignola*, consistenti, in sintesi, in un'arginatura di tipo misto (rilevato in terra e muratura arginale in c.a.) e ad alcune opere minori di completamento;

2. II fase di intervento funzionale

Realizzazione di una campata aggiuntiva in sinistra idraulica dell'esistente Ponte Storico, finalizzata all'incremento del deflusso idrico attraverso il ponte;

3. III fase di intervento funzionale

Realizzazione di una via d'acqua di alimentazione delle campate in sinistra del Ponte Storico, attualmente poco efficaci, per via delle dinamiche di deflusso nel tratto urbano del fiume Adda.

Il presente Progetto Esecutivo si riferisce alle opere costituenti la II fase di intervento funzionale.

La presente relazione, redatta ai sensi dell'Art. 29 del D.P.R. 207/2010, descrive la tipologia delle strutture in c.a. semplice di prevista realizzazione ed espone i calcoli eseguiti per il dimensionamento delle stesse.

Si sono sviluppati tutti gli elementi di calcolo necessari per aver contezza dell'effettivo dimensionamento dei singoli manufatti, con riferimento anche alla successiva denuncia delle opere in c.a. (attinente alla fase di esecuzione delle opere).

I calcoli sono stati effettuati agli elementi finiti mediante l'ausilio del programma automatico è **Straus7 R2.4.6**.

Allo scopo di non appesantire oltremodo la presente relazione, non sono allegati i tabulati dei dati in input al programma di calcolo e dei risultati, che, se necessario, saranno resi disponibili.

La prima attività prevista consiste nella realizzazione di una batteria di micropali di fondazione ad elevata capacità portante, verticali ed inclinati, con diametro di perforazione 0.24 m, nella parte anteriore del corpo della spalla. Tale intervento garantisce la stabilità verticale della parte rimanente della spalla una volta avvenuta la demolizione della parte posteriore per permettere la costruzione dello scatolare.

Successivamente, prima di effettuare qualsiasi attività di scavo, per alterare il meno possibile lo stato tensionale del Ponte Storico, è prevista la realizzazione di una berlinese di pali di 1.0 m di diametro, lato terrapieno, debitamente ancorata in sommità al terrapieno stesso mediante una fila di 5 tiranti provvisori, di una berlinese di micropali di 0.24 m di diametro nel corpo della pila e di un getto del solettone di sommità dello scatolare.

Al termine delle lavorazioni, le due berlinesi risultano quindi collegate in sommità tra loro attraverso il solettone e sono ancorate nel terrapieno retrostante la spalla attraverso la fila di tiranti. Successivamente si procede con la demolizione parziale del corpo in muratura della spalla e con lo scavo, protetto lungo i lati dalle due berlinesi ed effettuato al di sotto del solettone di sommità (lo scavo si configura quindi come uno scavo in galleria). Le attività di scavo e demolizione prevedono la messa in opera di un sistema di sbadacchi provvisori in acciaio che mettono in contrasto tra loro le due berlinesi.

Al termine delle attività di scavo vengono eseguiti i getti del solettone di base e dei muri laterali realizzati a contatto con le berlinesi per completare la struttura dello scatolare in c.a..

All'interno dello scatolare, lato terrapieno, è prevista la realizzazione di una passerella in c.a. a sbalzo che prosegue di fatto il cammino della passerella già realizzata sul muro d'argine a monte del Ponte Storico a quota +67.50 m s.l.m.. Le finiture del muro lato terrapieno riprendono quelle del muro d'argine a monte: mattoni pieni rossi fino alla quota della passerella, lastre di granito bianco al di sotto. Le restanti superfici dello scatolare vengono invece lasciate in calcestruzzo a vista.

A valle dello scatolare, per permettere la riprofilatura dell'argine, il progetto prevede la realizzazione di una berlinese di pali di diametro pari a 1.0 m lunga circa 45 m, di altezza variabile, che segue il profilo altimetrico dell'argine esistente col quale si raccorda a valle. Per il primo tratto di 15 m di lunghezza, a valle dello scatolare, la berlinese è sormontata da un muro di sostegno in c.a. nel quale si innesta la passerella in c.a. a sbalzo a quota +67.50 m s.l.m. che continua il percorso pedonale proveniente dal ponte; al digradare del terreno il muro si riduce in altezza da 4.0 m fino a raccordarsi con il cordolo della berlinese. A tergo del muro di

sostegno è prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio delle acque, mentre il successivo riempimento del terrapieno contro il muro è realizzato con materiale alleggerito e drenante. Lato fiume, al piede della berlinese, è prevista una scogliera di protezione in massi ciclopici. Anche lungo lo sviluppo della berlinese le finiture sono previste in mattoni pieni rossi al di sopra della passerella pedonale e lastre di granito bianco al di sotto. Perpendicolarmente alla berlinese, ai lati monte e valle del terrapieno che costituisce la sede stradale di accesso al ponte, vengono realizzate 2 berlinesi di micropali di lunghezza pari a 5,5 m per il sostegno del terreno nelle varie fasi di scavo in prossimità dello scatolare (Fig.2.2).

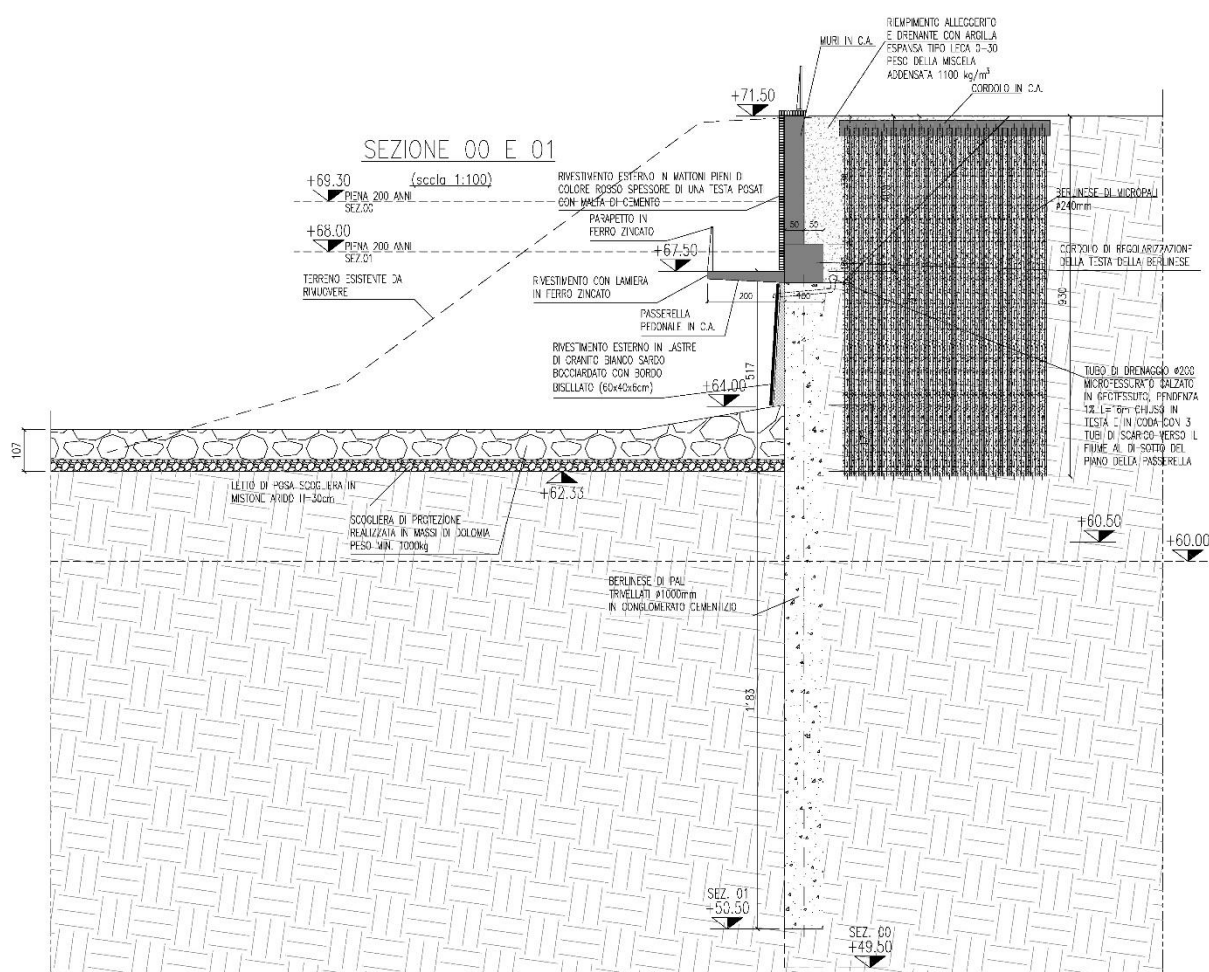


Fig. 2.2 – Dettaglio berlinesi di sostegno laterali

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 05/11/1971 n° 1086: “Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 – "Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019 – “Circolare applicativa”;
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica”;
- UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;

4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 INDAGINI DIAGNOSTICHE SULLA SPALLA SINISTRA DEL PONTE STORICO

Per quanto riguarda la struttura del Ponte Storico, oltre ad un rilievo geometrico della prima campata in sinistra idraulica, sono state eseguite campagne di indagine diagnostica e geognostica, da parte della Società *BEDUSCHI GEOTECNICA di Beduschi Giovanni S.r.l.* e, rispettivamente della Società *VICENZETTO S.r.l.*, allo scopo di caratterizzare lo stato dell'opera muraria e di accertare l'esatta geometria della spalla sinistra del manufatto.

La **campagna di indagine geognostica** ha riguardato l'esecuzione dei seguenti N.12 carotaggi continui, le cui tracce sono rappresentate in Fig. 4.1:

- N. 3 sondaggi a carotaggio continuo inclinati di 20° sull'orizzontale verso il basso, a partire dal basamento di fondazione in calcestruzzo della spalla del ponte;
- N. 5 sondaggi a carotaggio continuo orizzontali a partire dal paramento verticale della spalla;
- N. 4 sondaggi a carotaggio continuo verticali, a partire dal piano stradale, nelle due zone di estremità della carreggiata.

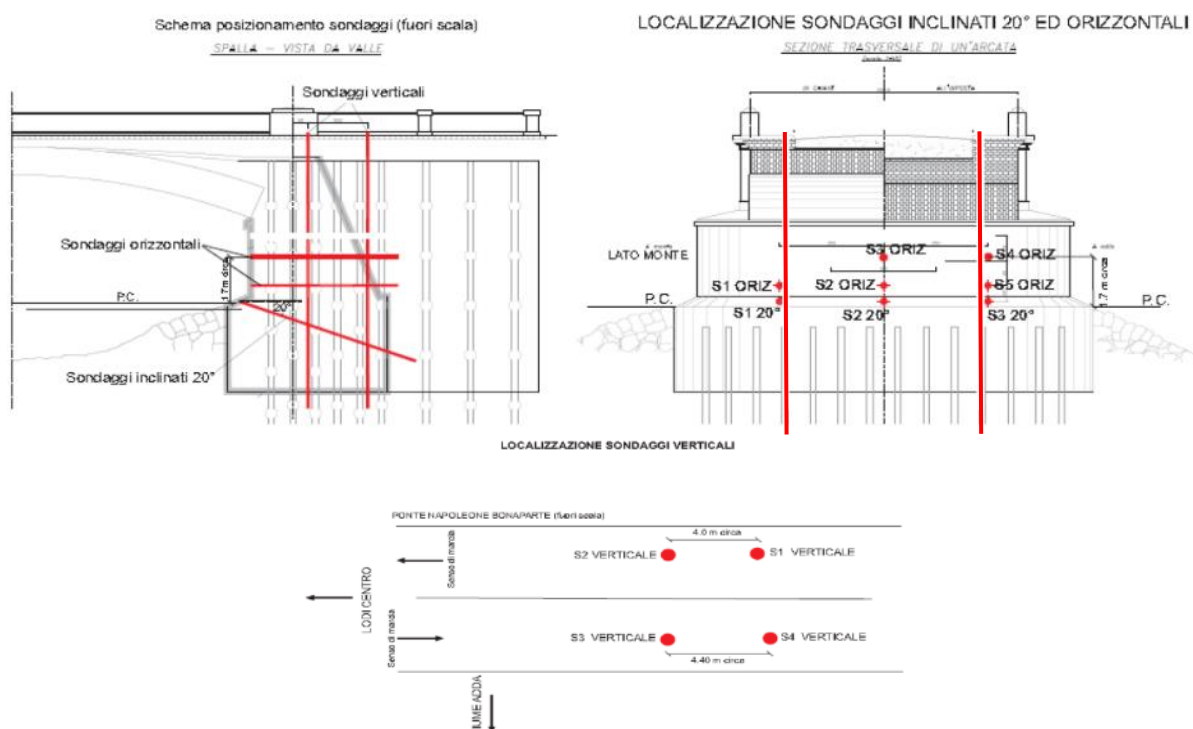


Fig. 4.1 – Schema dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti a carico della spalla sinistra del ponte

Le fotografie riportate nelle seguenti figure documentano le attività di indagine.



Fig. 4.2 – Esecuzione sondaggi a carotaggio continuo inclinati



Fig. 4.3 – Esecuzione sondaggi a carotaggio continuo orizzontali



Fig. 4.4 – Esecuzione sondaggi a carotaggio continuo verticali

I risultati dell'indagine, riepilogati nella Relazione conclusiva dell'Impresa esecutrice, hanno consentito l'esatta definizione della geometria della spalla sinistra del Ponte Storico di Lodi, che è stata posta alla base della progettazione degli interventi previsti dal presente Progetto.

Dall'indagine e più in particolare dall'esame delle carote, inoltre, è emersa una condizione di integrità dei materiali costituenti la spalla, calcestruzzo per il basamento di fondazione e muratura di mattoni pieni per la parte sovrastante.



Fig. 4.5 – Carote di materiale estratte durante i sondaggi

La **campagna di indagine diagnostica** ha riguardato l'esecuzione delle seguenti prove:

- N.3 Prove su porzione muraria con martinetto piatto singolo (per la valutazione del carico in esercizio) e con martinetto piatto doppio (per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del paramento murario);
- N.8 Prove endoscopiche su muratura comprensiva di realizzazione di perforazione di piccolo diametro e successiva ripresa con endoscopio o videoendoscopio e restituzione stratigrafica;
- N.18 Prove con sclerometro su mattoni in laterizio;
- N.18 Prove penetrometriche su malta;
- N.1 Indagine termografica finalizzata all'esame del paramento murario.

In Fig. 4.6 è rappresentato il piano delle indagini diagnostiche eseguite, con l'indicazione dei punti di prova.

Nelle Figg. 4.7, 4.8 e 4.9 sono documentate le attività di indagine.

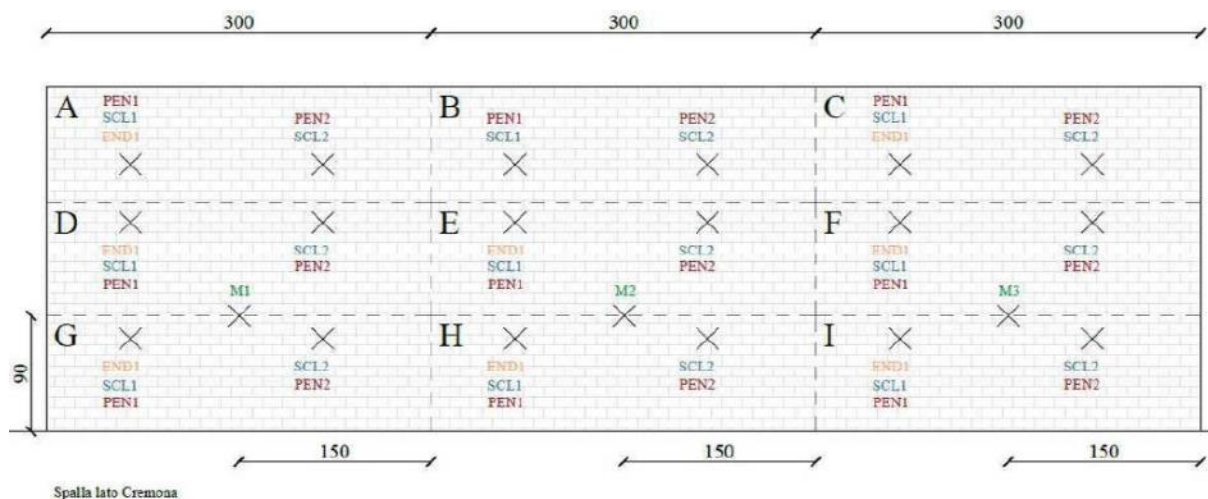


Fig. 4.6 – Piano delle indagini diagnostiche a carico della spalla sinistra del Ponte Storico
 PEN=Penetrometria su malta; SCL=Sclerometria su mattoni; END=Endoscopia; M=Martinetto (singolo e doppio)



Fig. 4.7 – Prove con martinetti piatti

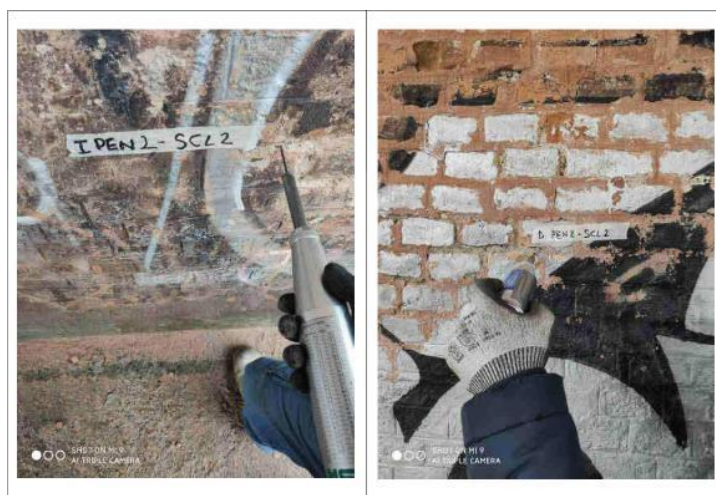


Fig. 4.8 – Prove penetrometriche su malta



Fig. 4.9 – Prove sclerometriche su mattoni

Dai risultati delle indagini eseguite, tutti riportati e commentati nella Relazione conclusiva redatta dalla Società esecutrice, emerge un ottimo stato di conservazione della muratura della spalla sinistra del ponte, con valori di resistenza sempre molto elevati.

4.2 INDAGINE GEOLOGICA

Stante la nutrita documentazione a disposizione del RTP progettista dal punto di vista della caratterizzazione sismica, litologica e geotecnica dei terreni interessati dalle nuove opere di difesa, si è reputato non necessario procedere all'esecuzione di una campagna di indagine geognostica nell'ambito della Progettazione di Fattibilità Tecnica ed Economica del gennaio 2018.

Le indagini geologiche furono redatte dall'Ing. Silvio Rossetti e il Dott. Geol. Giovanni Bassi e sono sintetizzate come segue:

1. Il Progetto e la Direzione dei Lavori delle due chiaviche sulle rogge Gaetana e Gelata e delle paratoie sulla roggia Valentina;
2. Il Progetto e la Direzione dei Lavori dell'arginatura in sponda sinistra idraulica a monte del Ponte Storico – tratto zona ex SICC;
3. La Direzione dei Lavori dell'arginatura in sponda sinistra idraulica a monte del Ponte Storico – tratto in affiancamento alla S.P. 25;
4. Il Progetto e la Direzione dei Lavori dell'arginatura in sponda destra idraulica a valle del Ponte Storico;

5. Il Progetto e la Direzione dei Lavori degli interventi di consolidamento delle pile del Ponte Storico, di abbassamento della quota di coronamento della briglia fluviale e del consolidamento dell'isolotto "Achilli";
6. Il Progetto Esecutivo dell'argine in sponda destra idraulica a monte del Ponte Storico;
7. Il Progetto e la Direzione dei Lavori della chiavica sulla roggia Molina e delle opere complementari.

In particolare, per la zona interessata dall'intervento oggetto della presente progettazione risultano estremamente significative le seguenti indagini:

- N. 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, eseguite il 04/08/2014 nell'area dell'Associazione Sportiva Canottieri Adda 1891 Lodi, all'altezza dell'incrocio tra le vie N. Sauro e Po;
- N. 1 prova penetrometrica dinamica e un sondaggio a carotaggio continuo, profondità 30 m, in sinistra Adda appena a valle del Ponte Storico, eseguita nel dicembre 2006 nell'ambito delle attività di indagine propedeutiche alla progettazione delle opere di consolidamento del ponte, al fine di caratterizzare il primo sottosuolo ed i terreni di fondazione del ponte stesso;
- N. 2 indagini geofisiche, e precisamente:
 - ✓ N. 1 Down-hole, eseguito nel gennaio 2007 sfruttando il preforo del sondaggio geognostico del dicembre 2006 di cui più sopra;
 - ✓ N. 1 Microtremore (ReMi), eseguito nel 2009 in corrispondenza del raccordo viario tra viale Piave e la S.P. 25, nell'ambito delle attività di indagine propedeutiche alla progettazione dell'arginatura in sinistra idraulica a monte del Ponte Storico – tratto zona ex SICC.

L'interpretazione di tali indagini è riportata nella Relazione geologica di fattibilità allegata al PFTE del gennaio 2018.

Sulla base delle valutazioni estratte dalla componente geologica, idrogeologica e sismica allegata al PGT di Lodi e dei dati di indagini pregresse disponibili, è stato definito un programma di indagini integrative di dettaglio da attuare a supporto delle successive fasi progettuali, che AIPO ha affidato alla Società Vicenzetto Srl di Villa Estense (PD). Relativamente alla II fase di intervento funzionale, oggetto del presente Progetto, l'integrazione

di indagine ha riguardato:

- N.3 sondaggi verticali, eseguiti a carotaggio continuo, spinti sino a profondità di -35.00 m da p.c;
- N. 24 prove penetrometriche dinamiche in foro tipo SPT;
- prelievo di n.24 campioni di terreno rimaneggiato di tipo geotecnico, da sottoporre a prove di caratterizzazione fisica e meccanica di laboratorio;
- prove geotecniche di laboratorio su campioni prelevati.
- N.1 prove sismiche con metodo MASW.

Nella foto aerea di Fig. 4.10 è riportata l'ubicazione delle prove eseguite.

Nelle tabelle a seguire è riportata la sintesi dei parametri geotecnici desunti dai sondaggi eseguiti.

Con riferimento all'indagine geofisica, è stato possibile stimare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio (V_s), permettendo il calcolo dei valori $V_{s,EQ}$, riferito ai primi 30 m a partire da p.c., che è risultato pari a 335 m/s; valore che consentono di definire la **categoria del litotipo equivalente C**.

Per i risultati delle prove e per la descrizione di dettaglio del programma di indagine integrativo si rimanda alla Relazione geologica, geotecnica e sismica allegata al presente Progetto (Elaborato n. A.02.02).

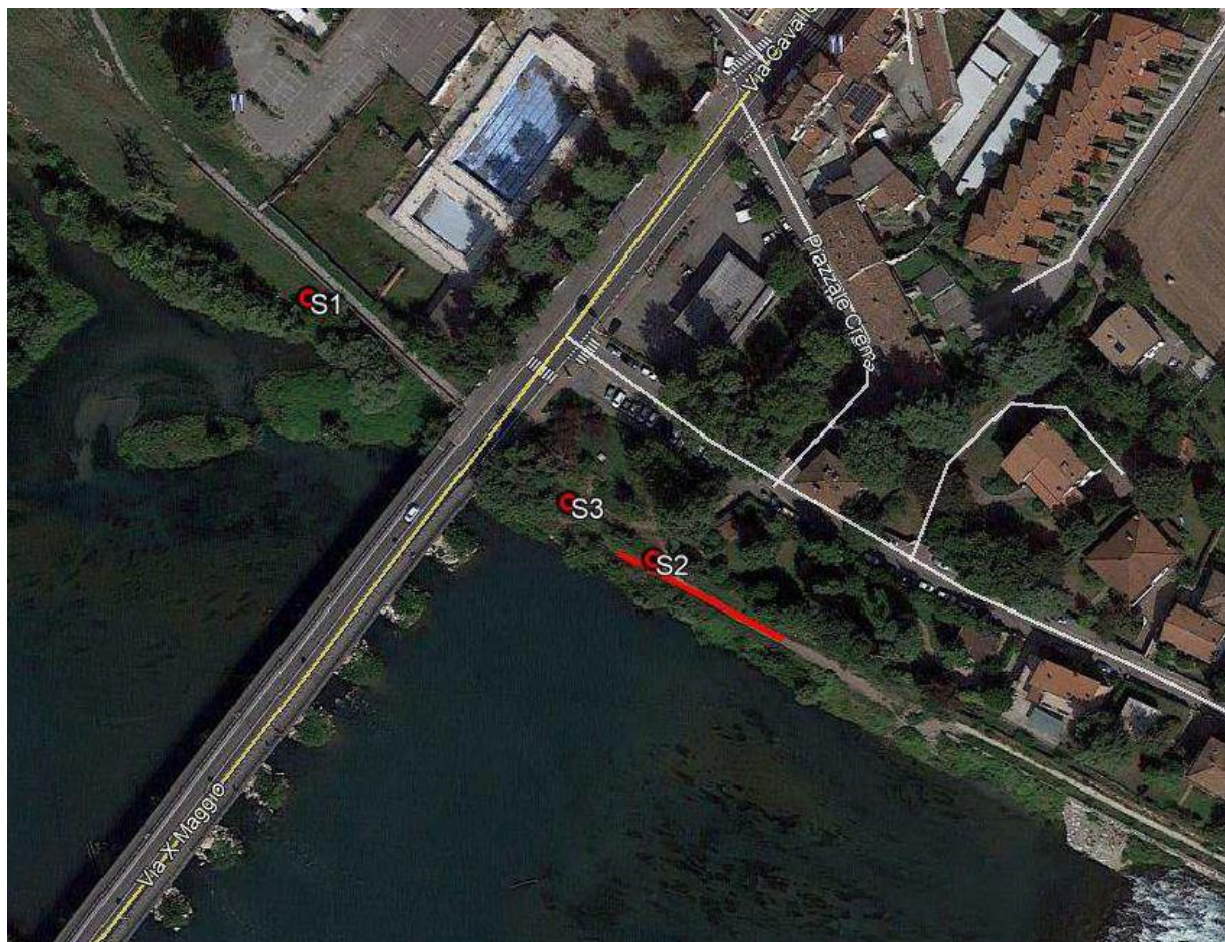


Fig. 4.10 – Ubicazione prove geognostiche eseguite

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT - SONDAGGIO S1																		
Prova SPT	Profondità di prova (m da p.c.)	N _{SPT}	NATURA GRANULARE									NATURA COESIVA						
			Dr (%)		φ (°)			E' (kg/cm ²)		E _{25'} (kg/cm ²)			c _u (kg/cm ²)				E _u (kg/cm ²)	
			(1)	(2)	(1)	(2.1)	(2.2)	(1)	(2)	(1.1)	(1.2)	(2)	(1.1)	(2.1)	(2.2)	(2.3)	(1)	(2)
SPT 1	4.50+4.95	31	72	72	36.1	34.8	39.9	366	234	210	721	210	1.72	1.66	1.32	1.83	99	137
SPT 2	9.00+9.45	26	64	63	34.5	34.1	39.1	364	209	215	789	207	1.70	1.64	1.31	1.81	98	136
SPT 3	13.50+13.95	35	69	70	35.5	35.4	40.4	422	255	283	992	278	2.28	2.21	1.76	2.43	125	163
SPT 4	18.00+18.45	54	81	83	38.1	37.3	42.3	525	352	414	1304	430	3.52	3.40	2.71	3.76	184	211
SPT 5	22.50+22.95	53	77	81	37.1	37.2	42.2	520	347	414	1362	422	3.46	3.34	2.66	3.69	180	209
SPT 6	27.00+27.45	53	74	79	36.5	37.2	42.2	520	347	420	1417	422	3.46	3.34	2.66	3.69	180	209
SPT 7	31.50+31.95	53	71	78	36.0	37.2	42.2	520	347	424	1462	422	3.46	3.34	2.66	3.69	180	209
SPT 8	35.00+35.45	65	77	85	37.2	38.1	43.1	575	408	507	1661	517	4.24	4.10	3.27	4.52	217	236
Formulazioni utilizzate:																		
-Dr: (1) Terzaghi & Peck (1967); (2) Yoshida & Kokusho (1988);																		
-φ: (1) Peck, Hansaon & Thornburn (1974); (2.1) Meyerhof (1956) sabbie fini e sabbie limose; (2.2) Meyerhof (1956) sabbie medie e grossolane;																		
-E': (1) Tornaghi et Al; (2) Bowles (1987);																		
-E' _{25'} : (1.1) Jamiolkowsky (1988) sabbie normal consolidate; (1.2) Jamiolkowsky (1988) sabbie sovra consolidate; (2) Stroud (1989);																		
-c _u : (1) Terzaghi & Peck (1948); (2.1) Sivrikay & Togol (2007) limi e argille limose; (2.2) Sivrikay & Togol (2007) argille bassa plasticità; (2.3) Sivrikay & Togol (2007) argille alta plasticità;																		
-E _u : (1) Bowles (1987); (2) Kulhawy & Mayne (1990).																		

Tab. 4.1 - Sintesi dei parametri geotecnici desunti dal sondaggio S1

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT - SONDAGGIO S2																		
Prova SPT	Profondità di prova (m da p.c.)	N _{SPT}	NATURA GRANULARE										NATURA COESIVA					
			Dr (%)		φ (°)			E' (kg/cm ²)		E _{25'} (kg/cm ²)			c _u (kg/cm ²)				E _u (kg/cm ²)	
			(1)	(2)	(1)	(2.1)	(2.2)	(1)	(2)	(1.1)	(1.2)	(2)	(1.1)	(2.1)	(2.2)	(2.3)	(1)	(2)
SPT 1	4.50÷4.95	30	73	72	36.3	34.7	39.8	360	229	203	695	203	1.66	1.61	1.28	1.77	96	135
SPT 2	9.00÷9.45	24	63	62	34.2	33.7	38.8	350	199	200	743	191	1.57	1.51	1.21	1.67	92	130
SPT 3	13.50÷13.95	38	73	73	36.3	35.7	40.8	440	270	302	1025	302	2.48	2.39	1.91	2.64	135	171
SPT 4	18.00÷18.45	47	76	78	37.1	36.7	41.7	489	316	368	1211	374	3.07	2.96	2.36	3.27	162	194
SPT 5	22.50÷22.95	47	73	77	36.3	36.7	41.7	489	316	374	1271	374	3.07	2.96	2.36	3.27	162	194
SPT 6	27.00÷27.45	43	67	72	35.0	36.3	41.3	468	296	351	1252	342	2.81	2.71	2.16	2.99	150	184
SPT 7	31.50÷31.95	34	57	64	33.1	35.2	40.3	416	250	289	1102	270	2.22	2.14	1.71	2.36	122	160
SPT 8	35.00÷35.45	39	60	67	33.6	35.8	40.9	446	275	328	1229	310	2.55	2.46	1.96	2.71	138	174
Formulazioni utilizzate:																		
-Dr: (1) Terzaghi & Peck (1967); (2) Yoshida & Kokusho (1988);																		
-φ: (1) Peck, Hansaon & Thornburn (1974); (2.1) Meyerhof (1956) sabbie fini e sabbie limose; (2.2) Meyerhof (1956) sabbie medie e grossolane;																		
-E': (1) Tornaghi et Al; (2) Bowles (1987);																		
-E' _{25'} : (1.1) Jamiolkowsky (1988) sabbie normal consolidate; (1.2) Jamiolkowsky (1988) sabbie sovra consolidate; (2) Stroud (1989);																		
-c _u : (1) Terzaghi & Peck (1948); (2.1) Sivrikay & Togol (2007) limi e argille limose; (2.2) Sivrikay & Togol (2007) argille bassa plasticità; (2.3) Sivrikay & Togol (2007) argille alta plasticità;																		
-E _u : (1) Bowles (1987); (2) Kulhawy & Mayne (1990).																		

Tab. 4.2 - Sintesi dei parametri geotecnici desunti dal sondaggio S2

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT - SONDAGGIO S3																		
Prova SPT	Profondità di prova (m da p.c.)	N _{SPT}	NATURA GRANULARE										NATURA COESIVA					
			Dr (%)		φ (°)			E' (kg/cm ²)		E _{25'} (kg/cm ²)			c _u (kg/cm ²)				E _u (kg/cm ²)	
			(1)	(2)	(1)	(2.1)	(2.2)	(1)	(2)	(1.1)	(1.2)	(2)	(1.1)	(2.1)	(2.2)	(2.3)	(1)	(2)
SPT 1	3.00+3.45	11	47	47	30.9	30.3	35.5	218	133	83	339	74	0.61	0.59	0.47	0.65	47	74
SPT 2	6.00+6.45	24	66	64	34.8	33.7	38.8	341	199	189	688	181	1.49	1.44	1.15	1.59	88	126
SPT 3	9.00+9.45	30	70	68	35.7	34.7	39.8	391	229	243	859	239	1.96	1.89	1.51	2.09	110	149
SPT 4	12.00+12.45	36	73	72	36.3	35.5	40.5	428	260	287	980	286	2.35	2.27	1.81	2.50	128	166
SPT 5	15.00+15.45	31	64	66	34.5	34.8	39.9	397	234	256	928	247	2.02	1.95	1.56	2.16	113	151
SPT 6	18.00+18.45	48	77	79	37.3	36.8	41.8	495	321	374	1224	382	3.13	3.02	2.41	3.34	165	197
SPT 7	21.00+21.45	51	77	80	37.2	37.0	42.0	510	336	398	1304	406	3.33	3.21	2.56	3.55	174	204
SPT 8	24.00+24.45	48	72	77	36.2	36.8	41.8	495	321	382	1302	382	3.13	3.02	2.41	3.34	165	197
Formulazioni utilizzate:																		
-Dr: (1) Terzaghi & Peck (1967); (2) Yoshida & Kokusho (1988);																		
-φ: (1) Peck, Hansaon & Thornburn (1974); (2.1) Meyerhof (1956) sabbie fini e sabbie limose; (2.2) Meyerhof (1956) sabbie medie e grossolane;																		
-E': (1) Tornaghi et Al; (2) Bowles (1987);																		
-E' _{25'} : (1.1) Jamiolkowsky (1988) sabbie normal consolidate; (1.2) Jamiolkowsky (1988) sabbie sovra consolidate; (2) Stroud (1989);																		
-c _u : (1) Terzaghi & Peck (1948); (2.1) Sivrikay & Togol (2007) limi e argille limose; (2.2) Sivrikay & Togol (2007) argille bassa plasticità; (2.3) Sivrikay & Togol (2007) argille alta plasticità;																		
-E _u : (1) Bowles (1987); (2) Kulhawy & Mayne (1990).																		

Tab. 4.3 - Sintesi dei parametri geotecnici desunti dal sondaggio S3

SINTESI PROVE LEFRANC						
Sondaggio	Prova	Tipologia	Tasca di prova (m da p.c.)	Conducibilità idraulica		Note
				(m/s)	(cm/s)	
S1	LFV-01	a carico variabile	3.50÷4.00	6.80E-07	6.80E-05	-
	LFV-02	a carico variabile	6.50÷7.00	7.80E-07	7.80E-05	-
	LFV-03	a carico variabile	9.50÷10.00	6.10E-05	5.80E-03	-
S2	LFV-01	a carico variabile	3.50÷4.00	5.80E-05	6.10E-03	-
	LFV-02	a carico variabile	6.50÷7.00	1.20E-06	1.20E-04	-
	LFV-03	a carico variabile	9.50÷10.00	1.30E-06	1.30E-04	-

Tab. 4.4 - Sintesi dei risultati delle prove Lefranc

5. MATERIALI

Conglomerato cementizio

- Classe di resistenza C 35/45
- Classe di esposizione XC4
- Diametro massimo degli inerti 20 mm
- Copriferro minimo 50 mm per i pali
35 mm per scatolare e muri

Acciaio per armatura di strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ Mpa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ Mpa

Boiaccia per micropali

Miscela fluida/iniettabile di acqua e cemento, additivata con agenti fluidificanti, per la realizzazione di micropali ad elevata capacità portante, confezionata secondo i seguenti rapporti:

- cemento 600 kg/mc
- rapporto a/c 0.5
- peso di additivo fluidificante 0.5-1.0% in peso

Acciaio per armatura micropali

Tubolari profilati in acciaio S355J0, valvolati e giuntati secondo le specifiche di progetto

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355$ Mpa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 510$ Mpa

Tiranti

Tiranti realizzati con trefoli di acciaio armonico da 0.6"

- Sezione resistente $A \geq 139$ mm²
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{p1k} \geq 1670$ Mpa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860$ Mpa

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO DELLO SCATOLARE

- Calcestruzzo armato	= 25 kN/m ³	
- Volume dello scatolare	= 491.12 m ³	
Peso complessivo dello scatolare	= 12278 kN	

6.2 PERMANENTI SULLE SOLETTE DELLO SCATOLARE

- Massetto di pendenza + pavimentazione	(0.40+0.10)x20	= 10 kN/m ²
- Scogliera di protezione fondo scatolare	1.0x19	= 19 kN/m ²
Peso complessivo carichi permanenti	(10+19) x 9.6 x 14	= 3898 kN

6.3 PERMANENTE PASSERELLA

- Pavimentazione		= 2 kN/m ²
Peso complessivo carico permanente	2x2.30x14	= 64 kN

6.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

6.4.1 Carichi verticali sulla soletta dello scatolare

Le verifiche dello scatolare sono condotte su una larghezza unitaria dello stesso e si prende quindi in considerazione la presenza di una sola corsia convenzionale, con tutto il suo carico distribuito q_{ik} e metà del carico di ciascun asse tandem Q_{ik} , in quanto l'interasse trasversale dei carichi concentrati da traffico è maggiore di 1 m. Prendendo la Corsia Numero 1 più gravosa, si ottiene:

- Carico distribuito da traffico q_{1k}	9x1.0	= 9 kN/m
- Carico concentrato da traffico $Q_{1k}/2$	300/2	= 150 kN

La posizione della coppia di carichi concentrati viene fatta variare lungo la soletta superiore per massimizzare le sollecitazioni agenti nelle sezioni verificate.

6.4.2 Azione di frenatura sulla soletta dello scatolare

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

dove

w_1 è la larghezza della corsia convenzionale n.1, pari a 3 m

L è la lunghezza della zona caricata, pari a 9.6 m

Quando un veicolo frena, la forza di frenamento si diffonde sull'estradosso della soletta superiore. Trasversalmente si considera la lunghezza $L = 9.6 \text{ m}$ e longitudinalmente si calcola una lunghezza minima di diffusione che scaturisce quando un veicolo frena lungo la sua corsia larga 3 m in prossimità del marciapiede largo 3.25 m: $(3.25+3/2) \times 2 = 9.5 \text{ m}$.

- Forza di frenamento q_3		= 386 kN
Forza di frenatura distribuita sulla soletta	$386/9.6/9.5$	= 4.23 kN/m²

6.4.3 Carico verticale sulla passerella

- Carico da folla compatta		= 2.5 kN/m ²
Carico verticale totale	$2.5 \times 2.30 \times 14$	= 81 kN

6.5 SPINTA DEL TERRENO SULLO SCATOLARE

Le azioni dovute al terreno sono state valutate secondo i seguenti criteri:

- Sulla base delle risultanze della relazione geologica si assume come valore dell'angolo di attrito del terreno $\phi = 30^\circ$;
- Si ipotizza che il terreno posto a livello del fondo scavo sia terreno saturo ma non immerso, con peso specifico = 19 kN/m³;
- Si ipotizza che il terreno posto al di sotto del livello del fondo scavo sia terreno immerso sotto falda, con peso specifico = 9 kN/m³;
- Si considera un coefficiente di spinta orizzontale del terreno pari a $k_0 = 0.5$ (corrispondente

alla spinta a riposo di un terreno con angolo d'attrito pari a 30°).

$$\text{- Spinta del terreno} \quad g_1 \quad 0.5 \times 19 \times h \quad = \mathbf{9.5 \text{ kN/m}^3 \times h} \text{ (andamento lineare)}$$

6.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO SULLO SCATOLARE

Come riportato al capitolo 4.9 dell'EC1-2, sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, agenti su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Considerando il rilevato consolidato negli anni, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30° . Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Ai fini della valutazione del sovraccarico totale, si è considerata quindi una sede stradale di 7.5 m compresa tra i due guard rail laterali così suddivisa:

- una corsia 1 larga 3 m: $Q_{1,k} = 300 \text{ kN}$ e $q_{1,k} = 9 \text{ kN/m}^2$;
- una corsia 2 larga 3 m: $Q_{2,k} = 200 \text{ kN}$ e $q_{2,k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$;
- una parte rimanente larga 1.5 m: $q_r = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

a cui si aggiungono due marciapiedi larghi 3 m ciascuno ($q = 2.5 \text{ kN/m}^2$). Il carico complessivo da considerare su un'impronta lunga 2.2 m e larga $3 \text{ m} \times 5 = 15 \text{ m}$ è quindi di 1117.15 kN.

Diffondendo questo carico per una profondità massima di 10 m (altezza dello scatolare), si ottiene un'area massima di diffusione lunga 8 m e larga 27 m. L'andamento delle pressioni verticali dovute al sovraccarico ha una forma a trapezio con i seguenti valori di riferimento:

- alla quota $z = 0 \text{ m}$: $q = 1117.15 / 2.2 / 15 = 34 \text{ kN/m}^2$;
- alla quota $z = -10 \text{ m}$: $q = 1117.15 / 8 / 27 = 5.2 \text{ kN/m}^2$.

Si considera quindi un sovraccarico uniformemente distribuito lungo l'altezza dello scatolare di $5.2 + (34 - 5.2) / 2 = 20 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{- Spinta del sovraccarico} \quad q \quad 0.5 \times 20 \quad = \mathbf{10 \text{ kN/m}^2} \text{ (costante)}$$

6.7 CARICHI AGENTI SULLA PARTE RIMANENTE DI SPALLA

Negli anni '70 del secolo scorso è stato effettuato un importante intervento di ristrutturazione con lo svuotamento della parte superiore delle arcate e la realizzazione di un sistema di travi prefabbricate sormontate da soletta in c.a.. In conseguenza di tale intervento, attualmente i carichi variabili sul ponte esistente sono portati direttamente dalle travi prefabbricate alla spalla, senza interessare l'arcata in muratura; il solo carico gravante sull'arco, che genera una spinta agli appoggi, è quindi quello dato dal peso proprio dell'arco stesso, con sezione variabile da 1.0 m x 9.0 m in mezzeria e 2.6 m x 9.0 m all'appoggio.

Nello schema rappresentato nelle Figg. 6.1 e 6.2 sono riportate le parti nelle quali è stata suddivisa la spalla, e l'arcata ad essa collegata, per valutare i carichi agenti su di essa.

Il peso specifico della muratura è stato assunto pari a 18 kN/m^3 , mentre quello del calcestruzzo alla base del manufatto pari a 24 kN/m^3 .

L'interasse tra le pile del ponte e tra la pila e la spalla è pari a 19 m, mentre la luce netta della singola arcata è pari a $19.0 - 1.4 \times 2 = 16.2 \text{ m}$.

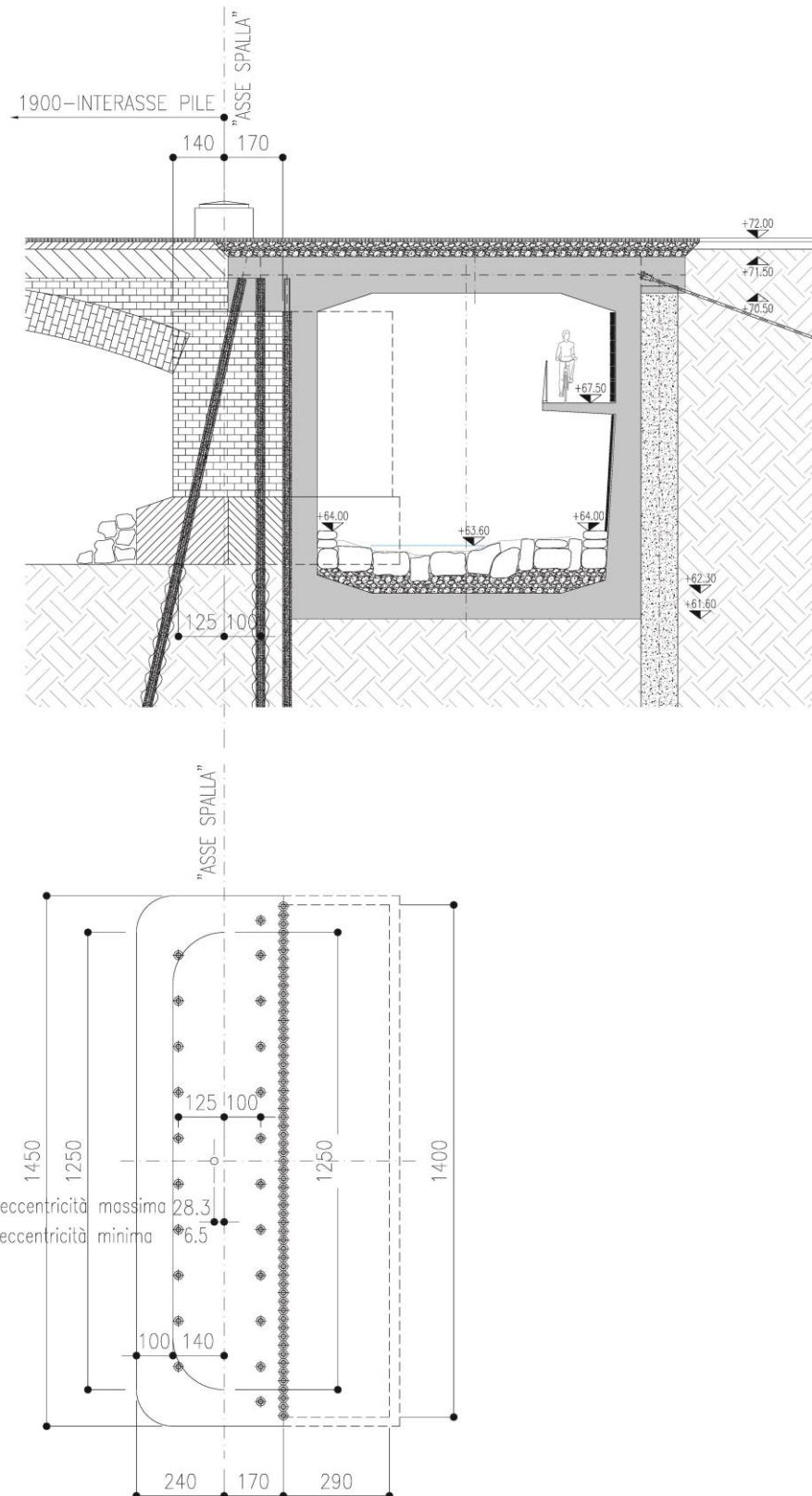


Fig. 6.1

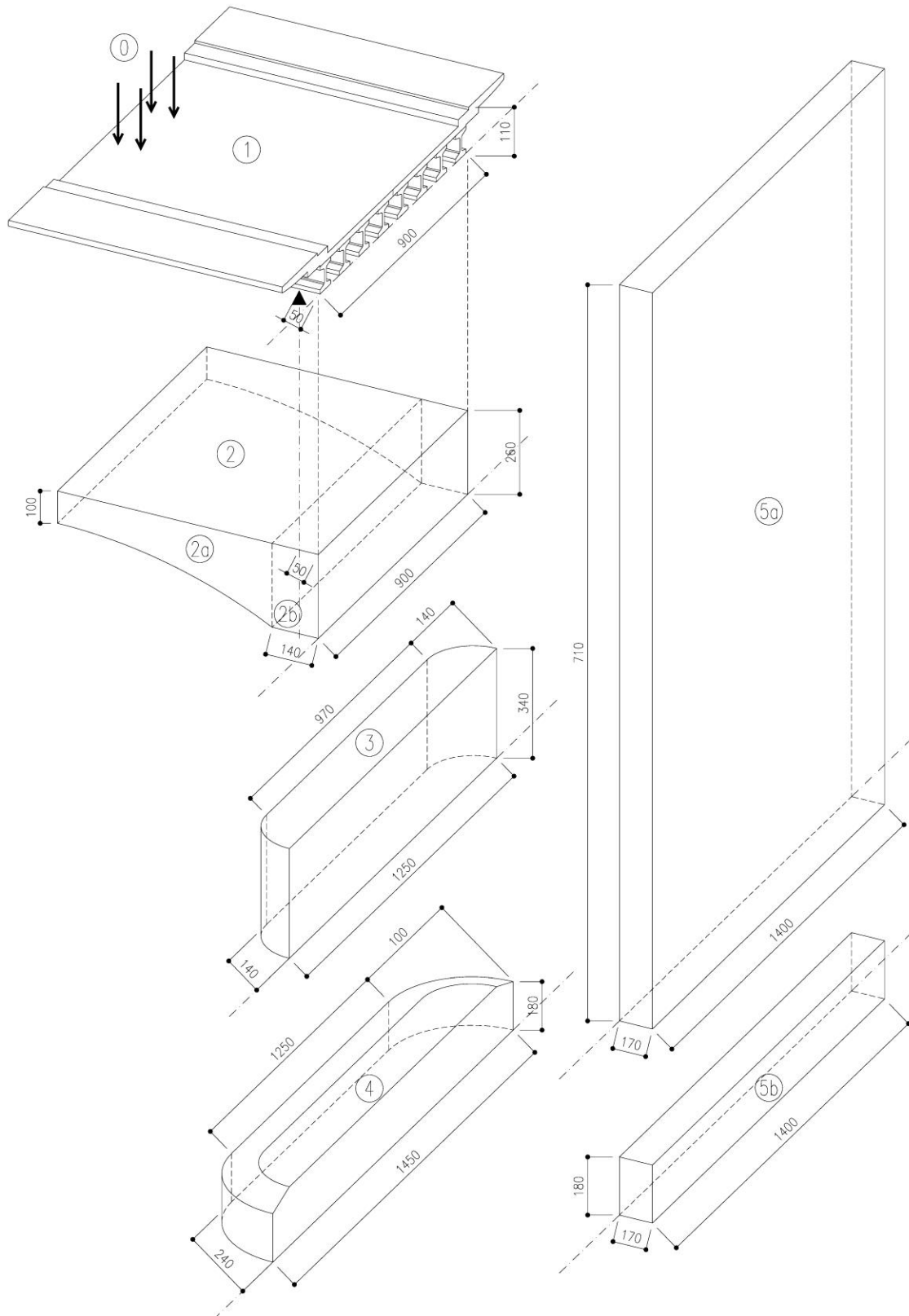


Fig. 6.2

0) Carichi variabili da traffico sull'impalcato del ponte e sulla parte rimanente della spalla:

Risultano le seguenti azioni verticali ed i bracci rispetto all'asse della spalla:

- | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|
| 0a) carichi variabili distribuiti sull'impalcato | $R = 418 \text{ kN}$ | $b = -0.5 \text{ m}$ |
| 0b) carichi variabili distribuiti sulla spalla | $R = 84 \text{ kN}$ | $b = +0.95 \text{ m}$ |
| 0c) carichi variabili concentrati | $R = 1000 \text{ kN}$ | $b = -0.5 \div 1.2 \text{ m}$ |

1) Carichi sempre presenti, pesi propri e permanenti della struttura costituita dalle travi prefabbricate e dalla soletta soprastante:

- | | | |
|------------------|--------------------------------|----------------------|
| 1a) Peso proprio | $R = 2138/2 = 1069 \text{ kN}$ | $b = -0.5 \text{ m}$ |
| 1b) Permanenti | $R = 582/2 = 291 \text{ kN}$ | $b = -0.5 \text{ m}$ |

2) Peso proprio dell'arcata e di parte della spalla:

La luce di calcolo dell'arco è stata assunta pari a $19.0 - 1.4 \times 2 = 16.2 \text{ m}$, la freccia pari a $f = 1.6 \text{ m}$. Calcolando il momento dovuto ad un carico distribuito con valore pari a $2.6 \times 9.0 \times 18.0 = 421 \text{ kN/m}$ all'appoggio e $1.0 \times 9.0 \times 18.0 = 162 \text{ kN/m}$ in mezzzeria si ottiene:

$$R = 1/2 \times 421 \times 16.2 - 1/3 (421 - 162) \times 16 = 2010 \text{ kN}$$

$$M = 1/8 \times 421 \times 16.2^2 - 5/48 (421 - 162) \times 16^2 = 6730 \text{ kNm}$$

- | | | |
|--|--|----------------------|
| 2a) Peso proprio arco | $R = 2010 \text{ kN}$ | $b = -1.4 \text{ m}$ |
| 2b) Peso proprio parte 2b) $1.4 \times 9 \times 2.6 \times 18$ | $R = 590 \text{ kN}$ | $b = -0.7 \text{ m}$ |
| Spinta dell'arco | $H = M/f = 6730 / 1.6 = 4206 \text{ kN}$ | |

3) Peso proprio parte 3:

La sezione alla base è $9.7 \times 1.4 + 1.4^2 \times \pi/2 = 16.65 \text{ m}^2$, l'altezza è 3.4 m .

Peso proprio parte 3) $16.65 \times 3.4 \times 18$	$R = 1020 \text{ kN}$	$b = -0.67 \text{ m}$
--	-----------------------	-----------------------

4) Peso proprio parte 4:

La sezione alla base è $12.5 \times 2.4 + 1.0^2 \times \pi/2 = 31.6 \text{ m}^2$, l'altezza è 1.8 m .

Peso proprio parte 4) $31.6 \times 1.8 \times 24$	$R = 1370 \text{ kN}$	$b = -1.09 \text{ m}$
---	-----------------------	-----------------------

5) Peso proprio parte 5: La sezione alla base è $14 \times 1.7 = 23.8 \text{ m}^2$, l'altezza è 7.1 m per la parte superiore in muratura e 1.8 m per quella in calcestruzzo alla base.

- | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|
| 5a) Peso proprio parte 5a) $23.8 \times 7.1 \times 18$ | $R = 3042 \text{ kN}$ | $b = +0.85 \text{ m}$ |
| 5b) Peso proprio parte 5b) $23.8 \times 1.8 \times 24$ | $R = 1028 \text{ kN}$ | $b = +0.85 \text{ m}$ |

6.7.1 Spinta dell'arco sullo scatolare

Per quanto riguarda l'effetto della spinta dell'arco sulle pareti dello scatolare (per il calcolo del valore si veda il punto 2 della pagina precedente) si assume una diffusione verticale del carico con un angolo massimo di 30° (Fig. 6.3), per un'altezza complessiva di 4.0 m, ed una larghezza complessiva in pianta di $9\text{m} + 2 \times 0.6\text{m} = 10.2\text{m}$, corrispondente ad una pressione sulla parete pari a $4206\text{ kN} / (4 \times 10.2) = 103\text{ kN/m}^2$.

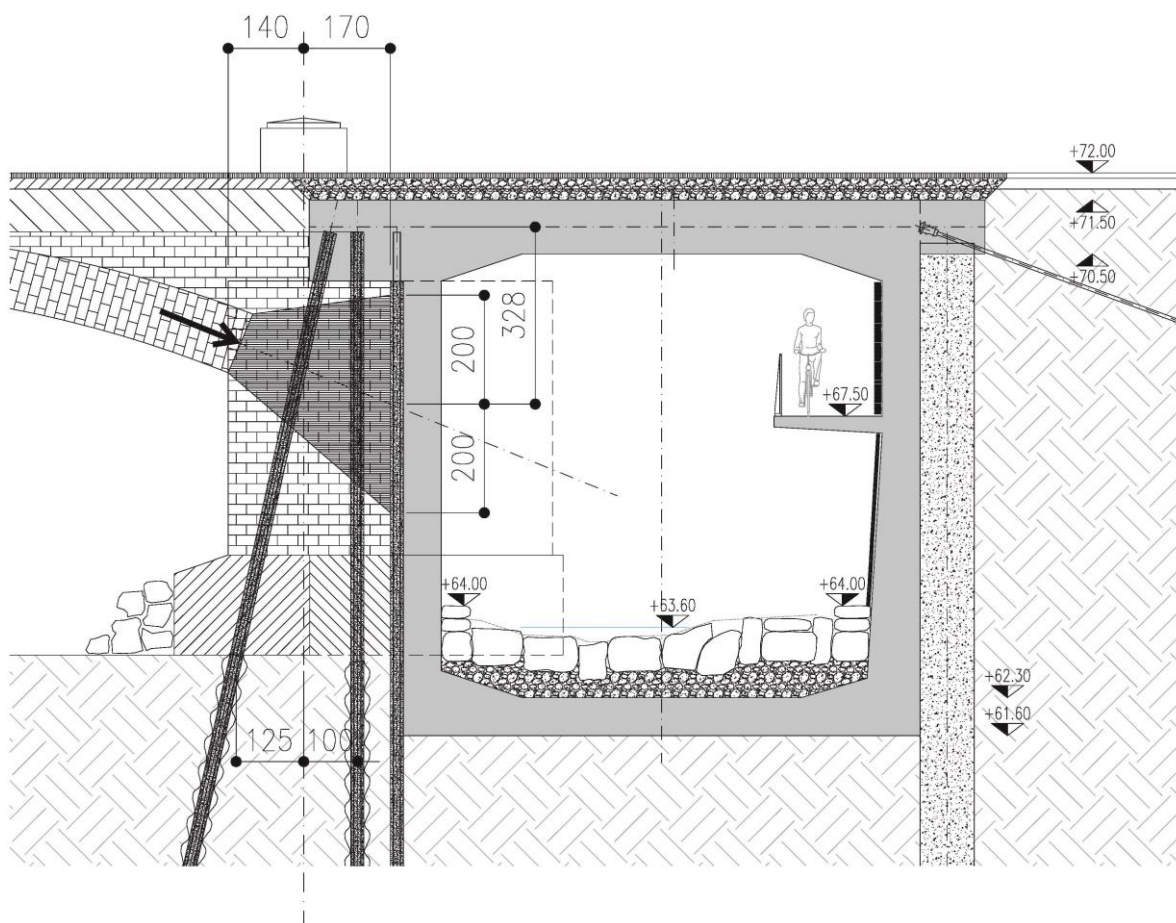


Fig. 6.3

6.8 SISMA

Periodo di riferimento dell'azione sismica

La struttura in oggetto rientra nella categoria delle costruzioni strategiche importanti (classe IV – C2.4.2) per cui è previsto dalle NTC2018 il coefficiente d'uso C_U pari a 2.0. La vita nominale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata allo scopo al quale è stata destinata. Si assume quindi come dato di riferimento $V_N = 50$ anni. Di conseguenza, il periodo di riferimento dell'azione sismica è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Periodo di ritorno dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono in funzione della “pericolosità sismica di base” del sito, in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ ed in funzione a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

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

$$SLO \rightarrow 81\%$$

$$SLD \rightarrow 63\%$$

$$SLV \rightarrow 10\%$$

$$SLC \rightarrow 5\%$$

Per ciascuno stato limite, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, è pari a:

$$SLO \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.81)} = 60 \text{ anni}$$

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.63)} = 101 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni}$$

$$SLC \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.05)} = 1950 \text{ anni}$$

Caratteristiche sottosuolo

Il sottosuolo della struttura è assimilabile ad un terreno di Categoria C, “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*”. La

Categoria Topografica è del tipo T1, “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media minore di 15°*”.

Azione sismica

L’azione sismica è assunta sulla base delle indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 §3.2), per quanto riguarda gli spettri di risposta e di progetto. In particolare, gli spettri di risposta allo SLV in accelerazione delle componenti orizzontali sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B$$

$$T_B \leq T \leq T_C$$

$$T_C \leq T \leq T_D$$

$$T_D \leq T$$

dove:

S è il coefficiente dato dell’espressione $S = S_s \cdot S_T$ (categoria di sottosuolo e condizioni topografiche);

F_0 è il fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi diversi dal 5%;

T_C è il periodo dell’inizio del tratto a velocità costante dello spettro, $T_C = T^*_C \cdot C_C$;

T_B è il periodo dell’inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, $T_B = T_C / 3$;

T_D è il periodo dell’inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri a_g , F_0 e T^*_C , definiti in precedenza, dipendono dalla localizzazione della struttura in esame e sono definiti per tutti i nodi appartenenti alla mappa di pericolosità sismica nazionale. Poiché le coordinate del sito non corrispondono ad un nodo esatto della griglia riportata negli allegati alle Norme Tecniche, si calcolano i parametri relativi al sito di interesse con una media ponderata sulle distanze di ciascuno dei 4 nodi di riferimento dal sito in esame.

Sponda sinistra del fiume Adda (Comune di Lodi): **LONG. 9.51°, LAT. 45.32°**

Nodi della mappa sismica: **12708, 12709, 12930, 12931**

In accordo con quanto riportato al paragrafo §7.3 delle NTC2018, nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q con relative limitazioni espresse dalla tabella 7.3.I della norma, riportata in Fig. 6.4.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Fig. 6.4 Limitazioni sul fattore di struttura q

L'azione sismica dovuta alle masse proprie delle sottostrutture è stata valutata in fase di Progetto Esecutivo conducendo un'analisi statica lineare, utilizzando un valore pari a:

$a_g \cdot S = 0.131 \text{ g}$ come riportato in 7.9.5.4.2 dell'NTC 2018.

Le masse considerate per l'analisi, secondo quanto indicato in 5.1.3.12 dell'NTC18, sono:

- quelle proprie della sottostruttura;
- quelle date dai carichi permanenti portati.

Spettri di risposta

I valori dei parametri di riferimento per ogni stato limite considerato per le verifiche strutturali sono riportati in Tab. 6.1.

Gli spettri di risposta orizzontali di progetto sono quelli rappresentati in Fig.6.5.

		SLO	SLD	SLV
T_R	[anni]	60	101	949
a_g	[g]	0.035	0.041	0.087
F_0	[-]	2.563	2.570	2.603
T_C^*	[s]	0.218	0.244	0.299
S_S	[-]	1.500	1.500	1.500
S_T	[-]	1.000	1.000	1.000
S	[-]	1.500	1.500	1.500
C_c	[-]	1.736	1.672	1.564
η	[-]	1.000	1.000	1.000
T_B	[s]	0.126	0.136	0.156
T_c	[s]	0.378	0.408	0.468
T_D	[s]	1.740	1.764	1.948

Tab. 6.1 – Parametri per il calcolo degli spettri di progetto

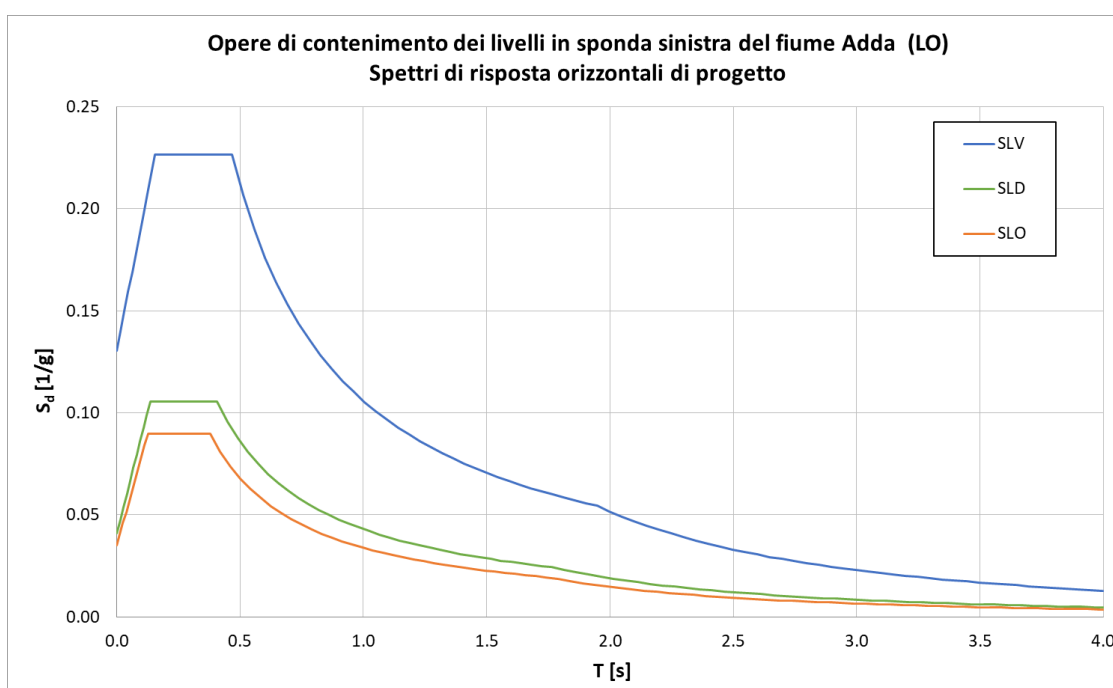


Fig. 6.5 – Spettri di risposta orizzontali di progetto ($q=1.5$)

Nelle verifiche è stata considerata solo la componente orizzontale dell'azione sismica in accordo con quanto disposto dalla normativa tecnica nazionale, e poiché la struttura in oggetto è priva di schemi strutturali particolari.

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche allo SLU sono le seguenti:

Combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica

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

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche allo SLE sono le seguenti:

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione quasi permanente

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

Si riportano in Tab. 6.2, in accordo con il paragrafo 2.5 delle NTC2018, con le precisazioni al par. 5.1.3.14 e al par. 6.2.4.1.1, i coefficienti di combinazione dei carichi adottati in fase di verifica:

Coefficienti parziali minimi e massimi					
Carichi	$\gamma_G - \gamma_Q$		ψ_0	ψ_1	ψ_2
	Favorevole	Sfavorevole			
Permanente strutturale	1.00	1.35	-	-	-
Spinta del terreno	1.00	1.30			
Permanente non strutturale	0.00	1.50	-	-	-
Azione da traffico - Schema 1 (carichi tandem)	0.00	1.35	0.75	0.75	0.00
Azione da traffico - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.00	1.35	0.40	0.40	0.00
Azione da traffico - Schema 5 (folla)	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
Azioni variabili	0.00	1.50	0.60	0.60	0.50
Sisma	0.00	1.00	-	-	-

Note:

- ψ_0 = coefficiente di combinazione
- ψ_1 = coefficiente per valori frequenti
- ψ_2 = coefficiente per valori quasi permanenti

Tab. 6.2 – Valori dei coefficienti parziali massimi e minimi per le azioni di progetto

L'azione orizzontale da traffico dovuta alla frenatura è stata considerata presente con il suo valore caratteristico solo quando i rispettivi carichi verticali da traffico erano presenti con valore frequente, in accordo con il Gruppo di azioni 2a della Tab. 5.1.IV.

8. MODELLAZIONE DELLO SCATOLARE

Lo scatolare in c.a. è stato modellato nel piano, considerando una profondità di 1 m, con elementi monodimensionali secondo le geometrie di progetto e le seguenti ipotesi:

- tutti gli elementi sono di tipo *beam* per poterne esaminare il comportamento flessionale;
- in prossimità dei nodi soletta-parete le sezioni degli elementi variano per approssimare la geometria rastremata dello scatolare;
- l'interazione scatolare-terreno di fondazione è stata modellata con un letto di molle alla Winkler, ipotizzando una rigidezza del terreno pari a 1 kg/cm^3 (sabbia mediamente compatta – Bowles, 1988).

Al fine di determinare le sollecitazioni massime di progetto sono stati realizzati due modelli FEM distinti:

- *Modello 1*: modello FEM 2D per le azioni verticali e orizzontali statiche (Fig.8.1);
- *Modello 2*: modello FEM 2D con masse nodali per l'analisi statica lineare e la determinazione delle massime sollecitazioni sismiche (Fig.8.2).

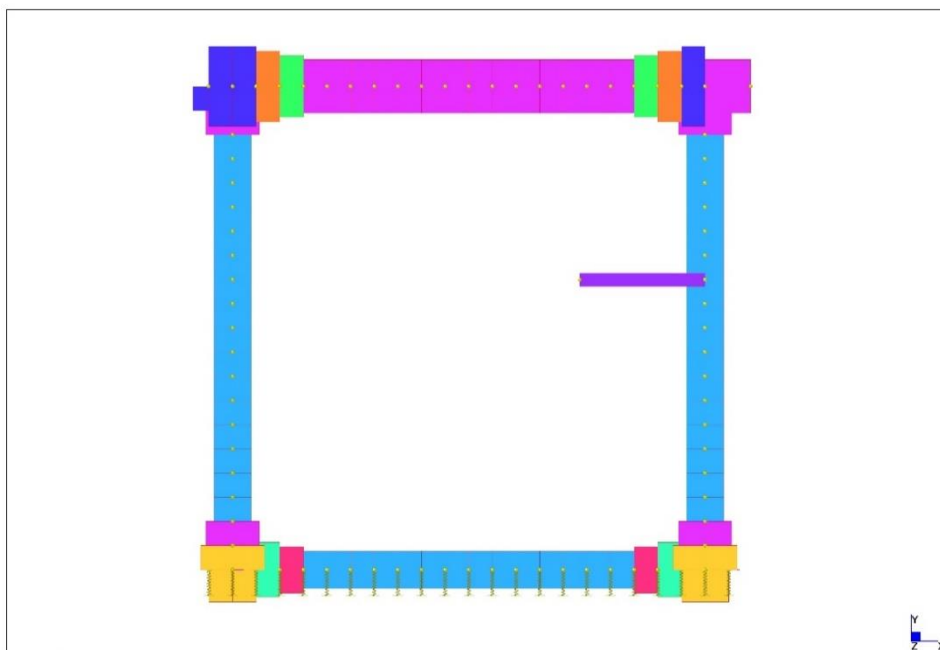


Fig. 8.1 – Modello FEM 2D 1 – Statica

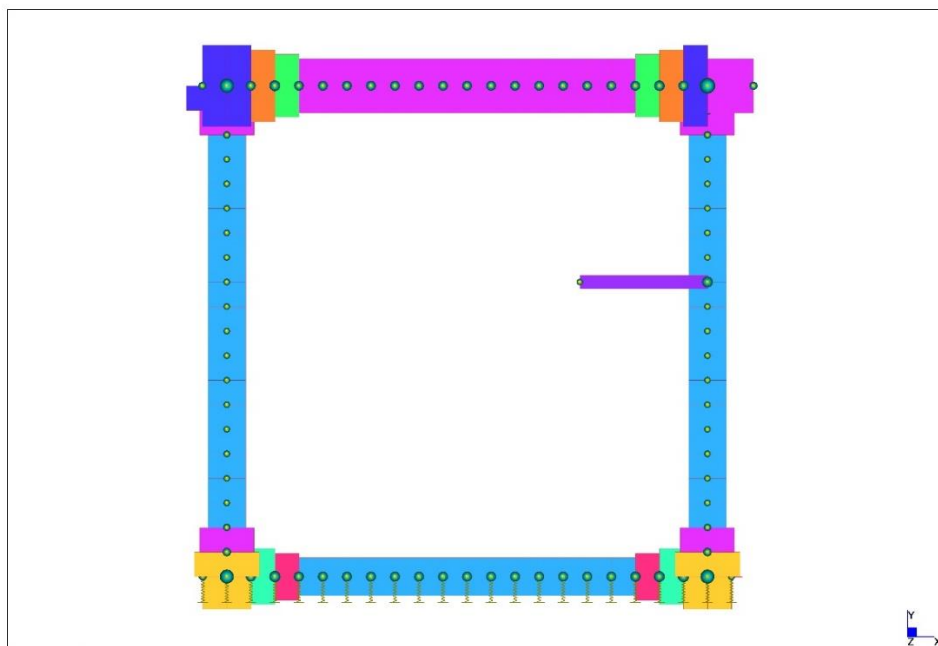


Fig. 8.2 – Modello FEM 2D 2 – Sismica

Il software utilizzato per la realizzazione del modello e l'analisi FEM è **Straus7 R2.4.6**.

In Fig. 8.3 è riportata la finestra contenente le informazioni relative alla licenza in uso. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software (*“Verification Manual”* e *“Theoretical Manual”*) ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione del software, fornita dal produttore (*“Strand7 Pty. Ltd.”*) e distributore (*“HSH s.r.l.”*), contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Come accennato in premessa, allo scopo di non appesantire oltremodo la presente relazione, non sono allegati i tabulati dei dati in input al programma di calcolo e dei risultati, che, se necessario, saranno resi disponibili.

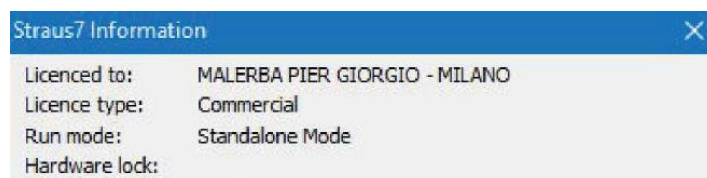


Fig. 8.3 – Informazioni di licenza software

8.1 MODELLAZIONE DEI CARICHI E DELLE MASSE

Pesi propri strutturali e non strutturali

- $G_{1,k}$: il peso proprio degli elementi è stato modellato come carico gravitazionale, dipendente dal materiale e la geometria dei singoli elementi;
- $G_{2,1}$: il peso del massetto e della pavimentazione stradale sono stati modellati come un carico distribuito pari a 10.8 kN/m applicato lungo la soletta superiore;
- $G_{2,2}$: il peso della pavimentazione della passerella è stato modellato come un carico distribuito pari a 2 kN/m applicato lungo la mensola;
- $G_{2,3}$: il peso della scogliera di protezione del fondo è stato modellato come un carico distribuito pari a 20.6 kN/m applicato lungo la soletta inferiore.

Azioni variabili da traffico

- $q_{1,1}$: il carico distribuito da traffico è stato modellato come un carico pari a 9 kN/m distribuito lungo gli elementi della soletta superiore;
- $Q_{1,k}$: il carico concentrato da traffico è stato modellato come una coppia di carichi concentrati pari a 150 kN ciascuno, applicati con posizione variabile ai nodi della soletta superiore mantenendo un interasse non inferiore a 1.2 m;
- q_3 : il carico da frenatura è stato applicato come un carico distribuito orizzontale pari a 4.23 kN/m lungo gli elementi della soletta superiore;
- $q_{1,2}$: il carico distribuito da folla compatta pari a 2.5 kN/m è stato applicato sulla mensola.

Spinta del terreno

- g_1 : la spinta del terreno è stata applicata come un carico crescente linearmente lungo gli elementi della parete destra dello scatolare;
- q : la spinta del terreno dovuta al sovraccarico è stata applicata come un carico uniformemente distribuito pari a 10 kN/m lungo la parete destra dello scatolare.

Spinta dell'arco

- G_1 : la spinta dell'arco è stata ripartita uniformemente in 9 carichi concentrati sulla parete sinistra dello scatolare di intensità pari a 4206 kN/ 10.2 m/ 9 punti = 46 kN

Le masse, dovute ai carichi permanenti, sono state modellate come masse concentrate nei nodi dello scatolare.

9. VERIFICA SCATOLARE

Per ciascun elemento che compone lo scatolare si sono eseguite opportune verifiche a pressoflessione e taglio, in condizioni statiche e sismiche. Si riportano di seguito le sole verifiche statiche, che nel caso specifico risultano le più gravose.

9.1 VERIFICHE A FLESSIONE DELLE SEZIONI

Per la valutazione della resistenza flessionale M_{Rd} degli elementi monodimensionali si sono adottate le seguenti ipotesi, come indicato al capitolo 4.1.2.3.4 dell'NTC18 (Fig. 9.1):

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

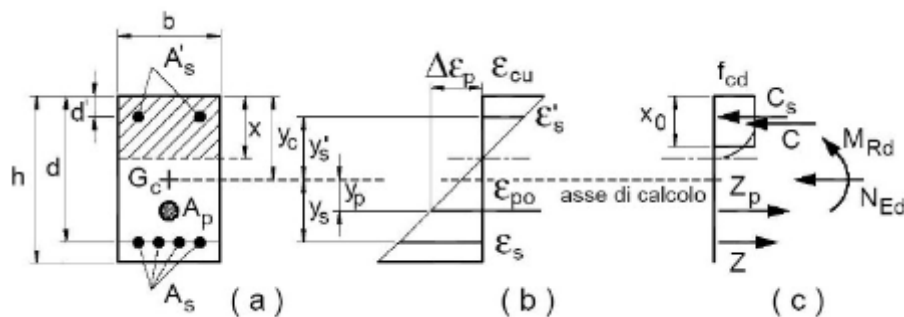


Fig. 9.1 – Resistenza di una sezione in c.a./c.a.p. pressoinflessa

Le sollecitazioni di progetto M_{Sd} sugli elementi che compongono lo scatolare sono state ottenute dagli involucri dei risultati dell'analisi statica lineare del *Modello 1*. Il diagramma dei momenti flettenti sollecitanti di progetto è stato traslato di una quantità $a_1 = (0.9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta)/2$ lungo l'asse degli elementi, nel verso meno favorevole. Il diagramma così ottenuto è stato confrontato con quello risultante dei momenti resistenti. Si riportano, nelle successive Figg. dalla 9.2 alla 9.6, i confronti eseguiti su soletta superiore, soletta inferiore, parete lato fiume, parete lato terreno e passerella.

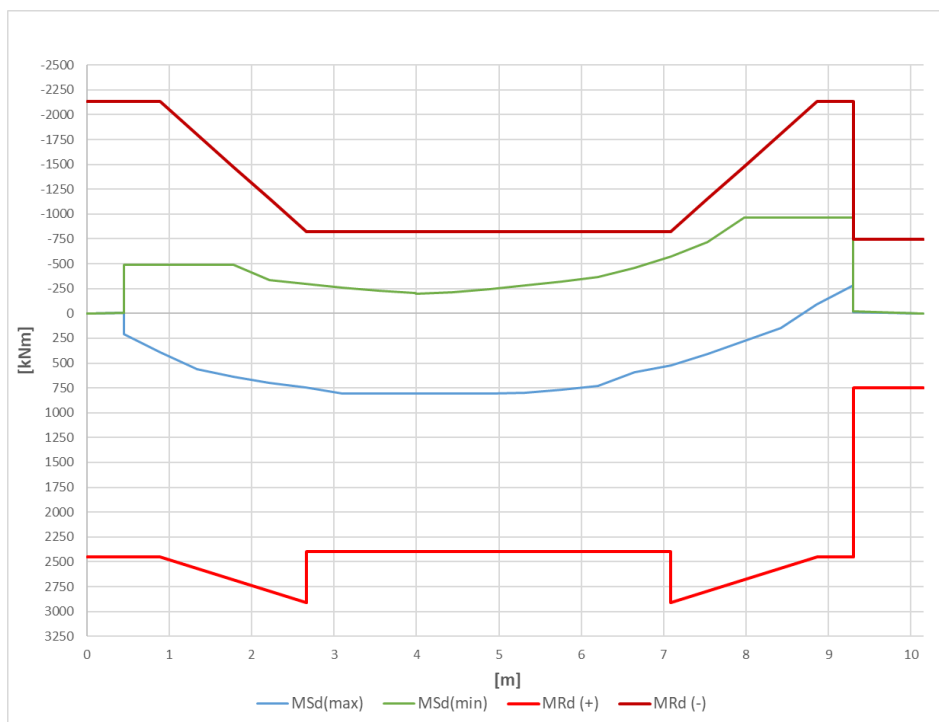


Fig. 9.2 – Verifica a flessione della soletta superiore

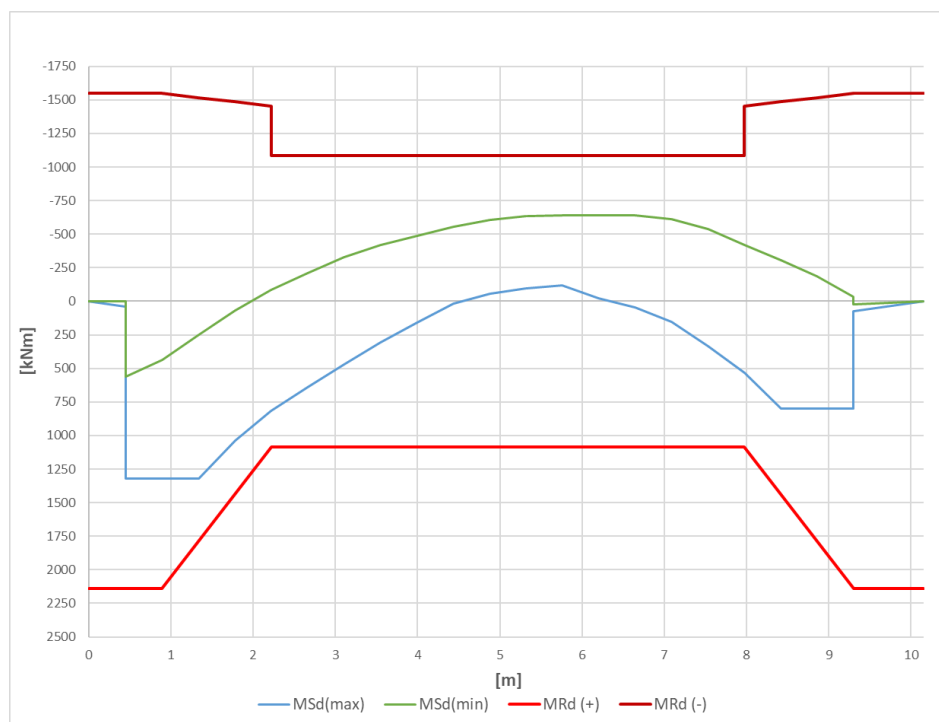


Fig. 9.3 – Verifica a flessione della soletta inferiore

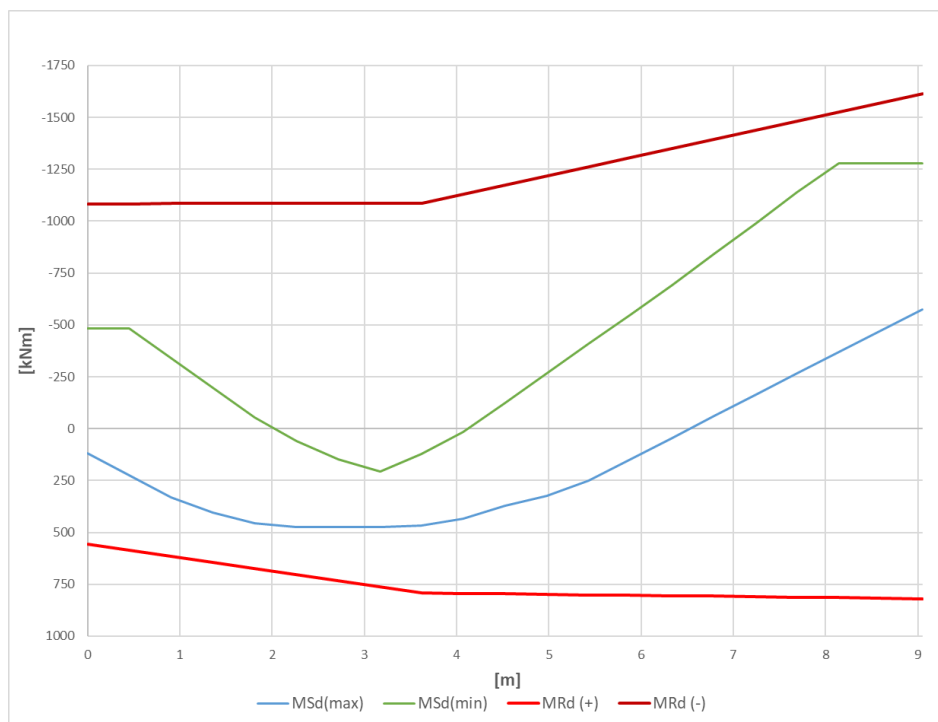


Fig. 9.4 – Verifica a flessione della parete lato fiume

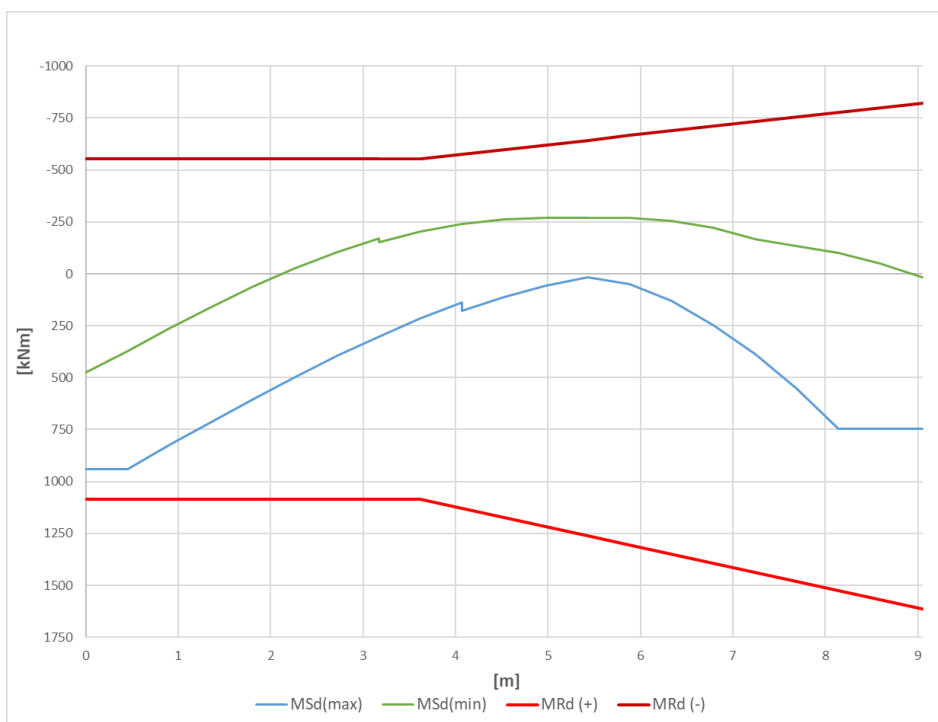


Fig. 9.5 – Verifica a flessione della parete lato terreno

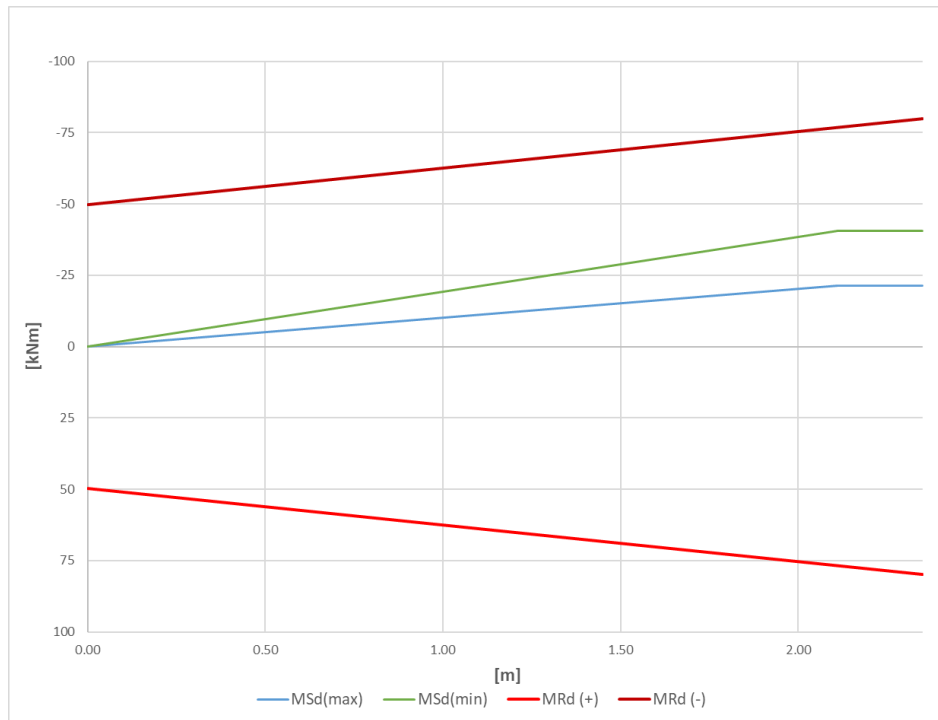


Fig. 9.6 – Verifica a flessione della passerella

In ogni sezione $M_{Rd}^+ > M_{Sd}^{max}$ e $M_{Rd}^- < M_{Sd}^{min}$; pertanto, le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.2 VERIFICHE A TAGLIO DELLE SEZIONI

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} è stata valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio, con riferimento alla resistenza V_{Rsd} dell'armatura trasversale (resistenza a taglio-trazione) e alla resistenza V_{Rcd} del calcestruzzo d'anima (resistenza a taglio-compressione), come indicato in 4.1.2.3.5.2 dell'NTC18:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sena}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Le sollecitazioni di progetto V_{Sd} sugli elementi che compongono lo scatolare sono state ottenute dagli involuppi dei risultati dell'analisi statica lineare del *Modello 1*. Il diagramma così ottenuto è stato confrontato con quello risultante dei tagli resistenti. Si riportano, nelle successive Figg. dalla 9.7 alla 9.11, i confronti eseguiti su soletta superiore, soletta inferiore, parete lato fiume, parete lato terreno e passerella.

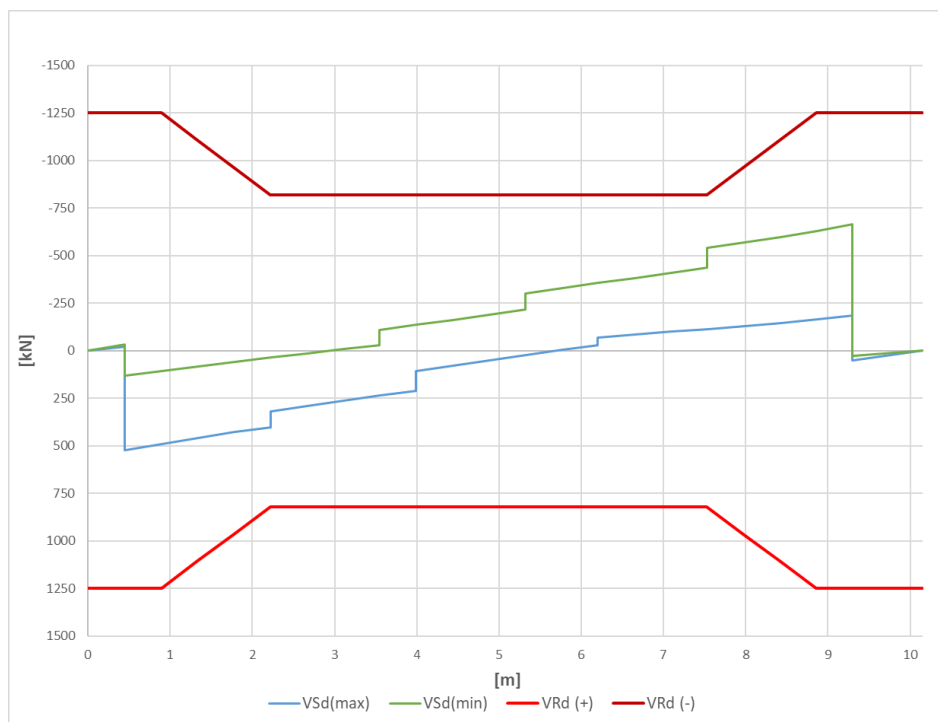


Fig. 9.7 – Verifica a taglio della soletta superiore

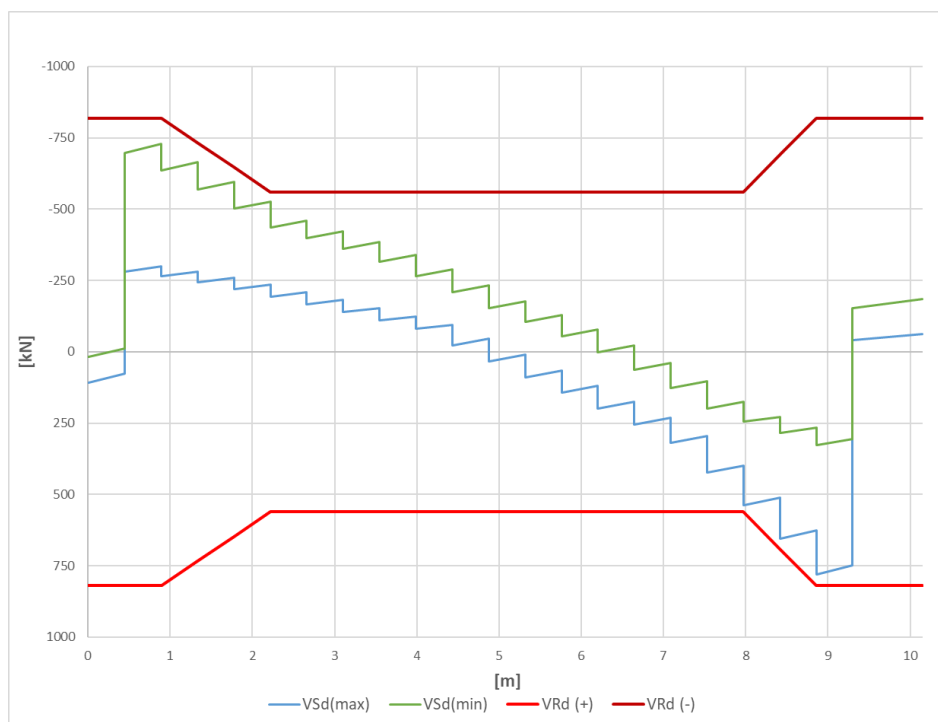


Fig. 9.8 – Verifica a taglio soletta inferiore

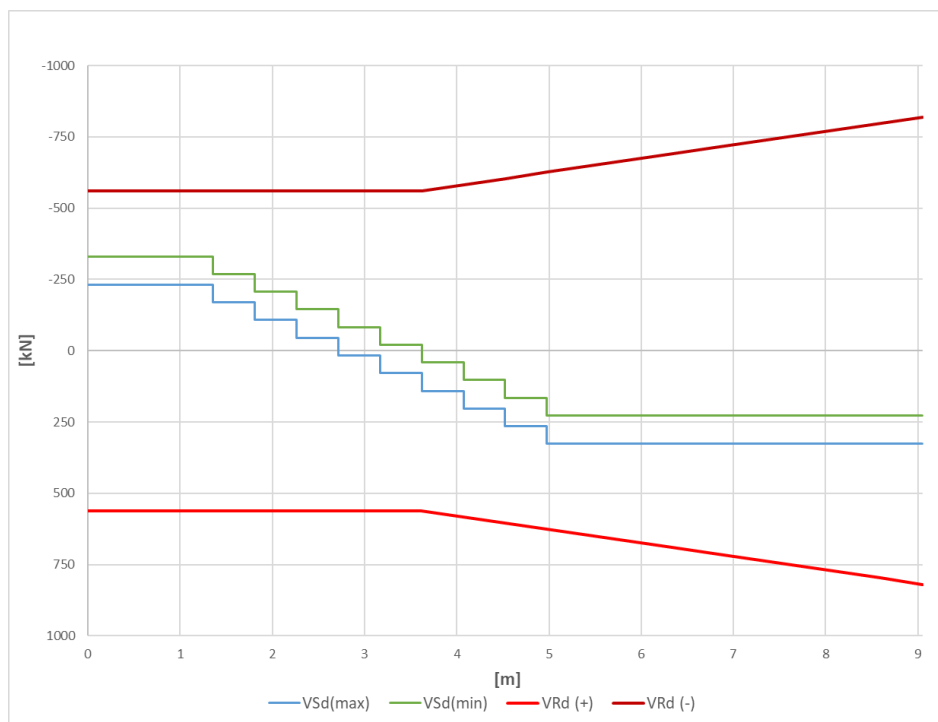


Fig. 9.9 – Verifica a taglio parete lato fiume

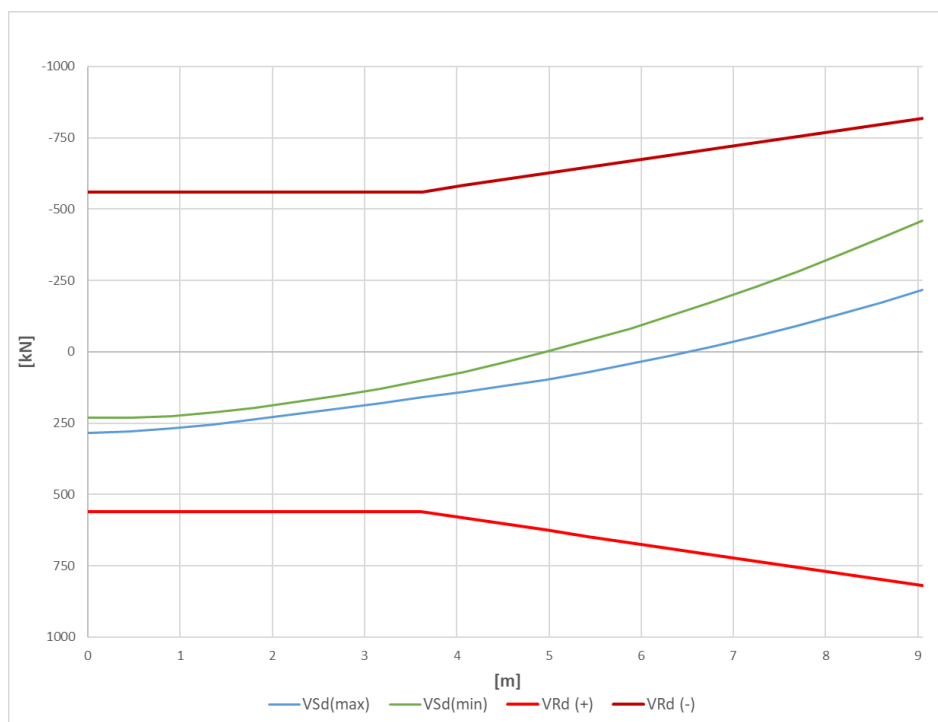


Fig. 9.10 – Verifica a taglio parete lato terreno

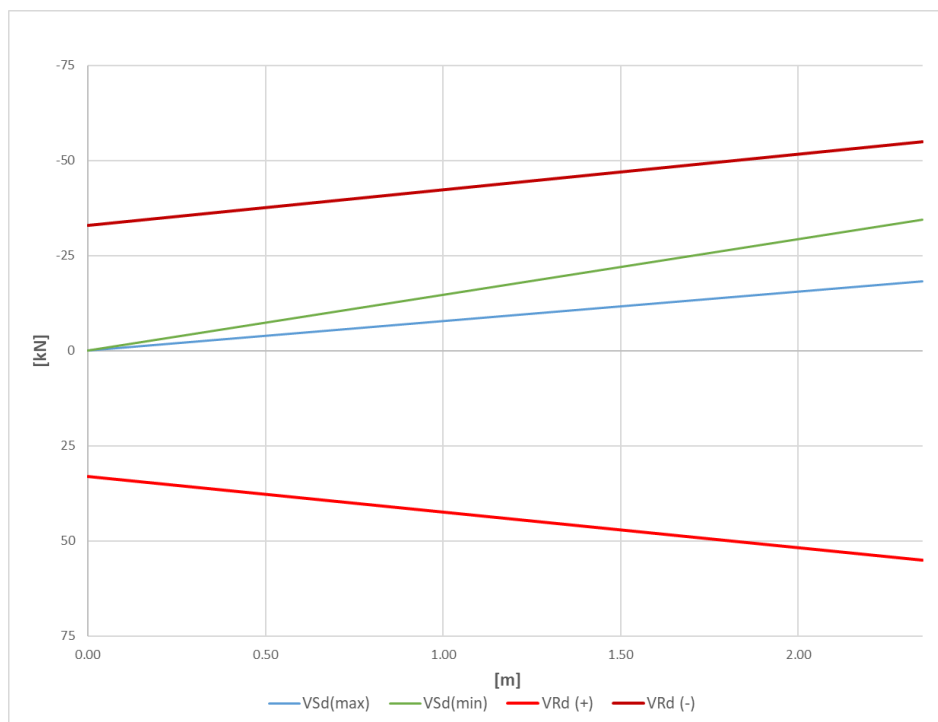


Fig. 9.11 – Verifica a taglio della passerella

In ogni sezione $V_{Rd}^+ > V_{Sd}^{max}$ e $V_{Rd}^- < V_{Sd}^{min}$ e le verifiche si ritengono soddisfatte.

9.3 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Pressione di progetto esercitata sul terreno

Dall'involuppo delle sollecitazioni allo SLU del Modello 1 risulta una pressione massima sul terreno pari a:

$$q_{sd} = 416 \text{ kPa}$$

Capacità portante di progetto del terreno di fondazione

La stima della capacità portante dei terreni di fondazione avviene per mezzo della formula riportata in D.4 dell'EC7-1 e derivata dalla teoria di Brinch - Hansen per terreni incoerenti in termini di tensioni efficaci:

$$q_{ult} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma$$

Si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche del terreno:

- una coesione $c' = 0$ e quindi un valore nullo del primo termine di resistenza portante;
- un angolo di attrito al taglio $\varphi' = 30^\circ$;
- un peso specifico del terreno immerso pari a $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$.

I fattori adimensionali valgono:

- per la resistenza portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = 18.4$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' = 20.09$$

- per l'inclinazione della base della fondazione:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

- per la forma della fondazione:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \sin \varphi' = 1.34$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 0.79$$

- per l'inclinazione del carico:

$$i_q = i_\gamma = 1$$

Considerando una pressione verticale efficace alla base della fondazione limitata al livello di fondo scavo pari a $q' = \gamma' \cdot 1.5 \text{ m}$, si ottiene la seguente capacità portante del terreno:

$$q_{ult} = 1018 \text{ kPa}$$

La capacità portante resistente è determinata, secondo la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, considerando un coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$, come desunto da Tab. 6.4.I dell'NTC18:

$$q_{Rd} = 1018/2.3 = 442 \text{ kPa}$$

Essendo $q_{Rd} > q_{Sd}$ la verifica risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza **$F_S = 1.06$** .

9.4 VERIFICA DELLE PRESSIONI LOCALIZZATE SULLA SOLETTA SUPERIORE

Il carico concentrato dell'azione dovuta al traffico $Q_{1,k}/2 = 150 \text{ kN}$ esercita una pressione

localizza sull'area dell'impronta dello pneumatico $A_{c0} = 40 \times 40 \text{ cm}^2$. La forza di compressione ultima F_{Rdu} può essere determinata come prescritto al paragrafo 6.7 dell'EC2-1-1:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

dove A_{c1} è la massima area di diffusione del carico, come riportato nello schema di Fig. 9.12.

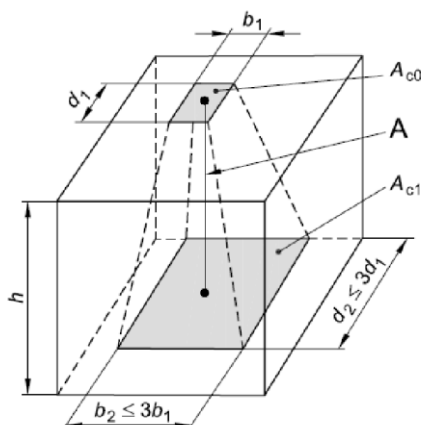


Fig. 9.12 – Distribuzione di progetto delle pressioni localizzate

Considerando un'altezza $h = 95 \text{ cm} > b_2 - b_1 = d_2 - d_1$, si ottiene una forza di compressione ultima $F_{Rdu} = 12240 \text{ kN} > 150 \text{ kN}$.

10. VERIFICA BERLINESE DI PALI TRIVELLATI

Il progetto prevede la realizzazione di una berlinese di macropali, a monte e a valle del ponte, le cui differenti tipologie si possono riassumere nel seguente elenco:

- Macropali di lunghezza $L=22$ m (comprendente cordolo e parete in c.a. in sommità) lato monte;
- Macropali di lunghezza $L=21$ m (comprendente cordolo e parete in c.a. in sommità) lato valle dalla Sez.01 alla Sez.03 della tavola D.02;
- Macropali di lunghezza $L=12$ m (comprendente cordolo in c.a. in sommità) lato valle per la restante porzione di berlinese.

Le verifiche sono state condotte per tutte le tipologie di macropali nelle condizioni peggiori verificabili per ciascuna di esse. Per questioni di chiarezza e brevità si riportano in forma estesa le verifiche dei soli macropali di lunghezza $L=21$ m.

10.1 VERIFICA STATICA

Ai fini della valutazione statica della capacità portante della berlinese di pali di diametro pari a 1.0 m sono state fatte le seguenti considerazioni:

- il terreno è stato considerato in base alla stratificazione desunta dai sondaggi geognostici (sondaggio S3, valori più sfavorevoli rispetto a sondaggi S1 e S2): $\phi = 30^\circ$ per il primo tratto di 8.0 m e $\phi = 34^\circ$ al di sotto di questa quota. La coesione c_u del terreno è stata trascurata e le verifiche sono state condotte in condizioni drenate;
- la falda lato fiume è stata assunta coincidente con il livello di fondo scavo e lato monte a quota -3.50 m dal p.c. (peso specifico del terreno immerso = 9 kN/m^3), al di sopra di tale quota il terreno è stato considerato saturo (peso specifico del terreno saturo = 19 kN/m^3). Tale condizione corrisponde allo scenario più gravoso che può verificarsi quando, a seguito della piena duecentennale, la falda a tergo del palo è alla quota massima di piena (+68.0 m), come desunto da relazione idraulica, il letto del fiume si è svuotato completamente della sua portata fino a raggiungere la quota di fondo scavo coincidente con lo zero idrometrico (+63.5 m);
- l'affondamento della berlinese dal piano campagna lato terreno è 21.0 m, mentre l'altezza di scavo lato fiume è pari a 8 m (l'infissione della berlinese è quindi pari a 13

m);

- si considera un sovraccarico uniformemente distribuito lato monte pari a 2.5 kN/m^2 ;
- ai fini della valutazione dei coefficienti di spinta, in condizioni attive e passive, si è fatto riferimento alla Teoria di Coulomb, assumendo un angolo δ di attrito superficie laterale palo-terrapieno pari a $\phi/2$, come suggerito da normativa per poter ipotizzare una superficie di scorrimento del cuneo di terrapieno piana.

Secondo quanto indicato in 6.5.3.1.2 dell'NTC18, sono state effettuate le seguenti verifiche:

- sifonamento del fondo scavo (SLU di tipo idraulico – HYD);
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera utilizzando la combinazione A2+M2+R1 (SLU di tipo geotecnico – GEO);
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia utilizzando la combinazione A1+M1+R1 (SLU di tipo strutturale – STR).

Si assume per entrambe le combinazioni $R1=1.0$.

Verifica SLU di tipo idraulico – HYD

La differenza di quota piezometrica delle falde a tergo e a valle del palo $\Delta H_w = 4.5 \text{ m}$ genera moti di filtrazione dell'acqua che fluisce dal terrapieno a tergo del palo verso il fondo scavo, aggirando la lunghezza d'infissione del palo. La distribuzione di pressioni dell'acqua è influenzata da questo moto; si è proceduto ad un'analisi semplificata adottando uno schema di filtrazione monodimensionale e ipotizzando il palo impermeabile (Figg. 10.1 e 10.2). Tale semplificazione, a favore di sicurezza, sottostima le pressioni a tergo del palo e sovrastima quelle a fondo scavo. Con riferimento alle prove LFV del sondaggio S2 si sono considerati i seguenti valori di permeabilità del terreno:

- $k = 5.8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ dalla quota 0 m alla quota -5.25 m;
- $k = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ dalla quota -5.25 m alla quota -8 m;
- $k = 1.3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ dalla quota -8 m alla quota -21 m;

stimando così una velocità costante del flusso d'acqua pari a $v = 2.01 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$.

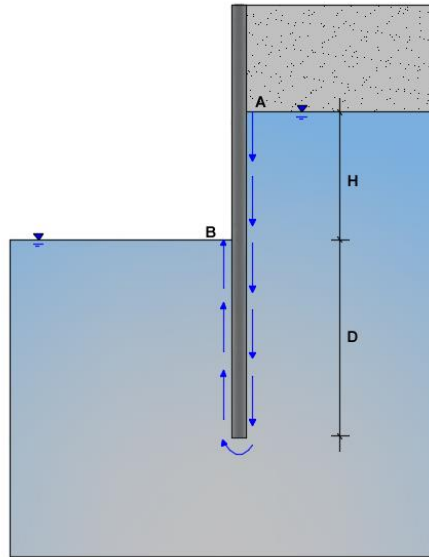


Fig. 10.1 – Schema di filtrazione monodimensionale

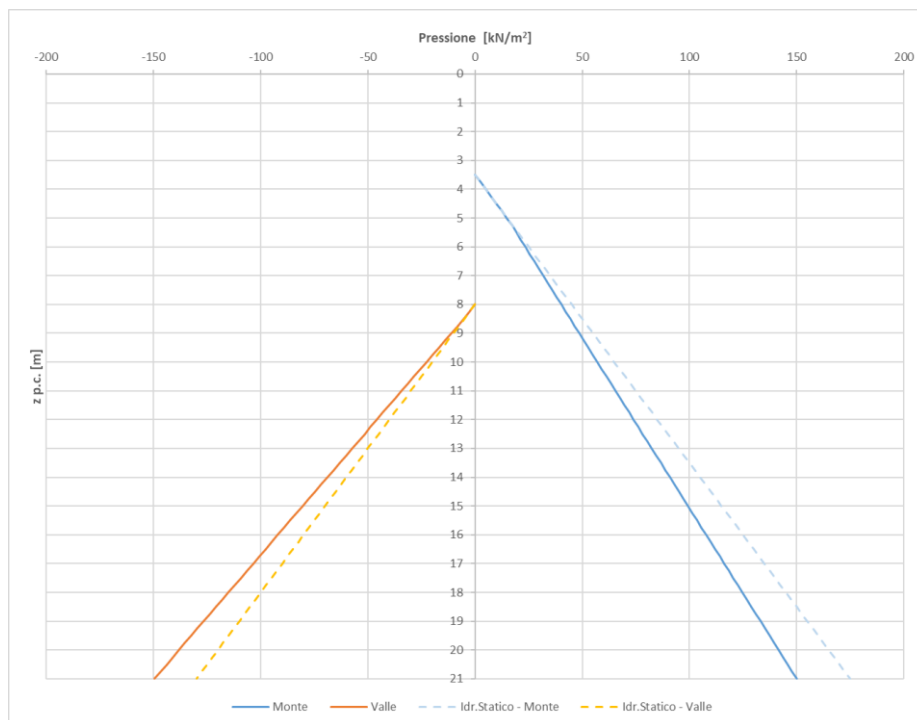


Fig. 10.2 – Distribuzione delle pressioni neutre dell'acqua

Come indicato al punto 6.2.4.2 dell'NTC18, in condizioni di flusso prevalentemente verticale, la verifica a sifonamento è stata eseguita controllando che il gradiente idraulico di efflusso risulti non superiore del gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_R = 2$:

$$i_{efflusso} = 0.15 < 0.45 = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{\gamma_R} = i_c$$

Verifica SLU di tipo geotecnico – GEO

Allo stato limite ultimo il terrapieno e il sovraccarico di monte esercitano una pressione orizzontale attiva sul palo (decompressione laterale), mentre a valle il terrapieno esercita una pressione orizzontale passiva (compressione laterale). Si è verificato, quindi, che la distribuzione delle spinte fosse tale da determinare un momento stabilizzante > di un momento ribaltante, così da inibire un eventuale meccanismo di moto rigido per rotazione intorno ad un punto (Fig. 10.3).

Le tangenti degli angoli di resistenza al taglio sono state ridotte di un coefficiente $\gamma_M = 1.25$ e il sovraccarico a monte amplificato di un coefficiente $\gamma_Q = 1.3$.

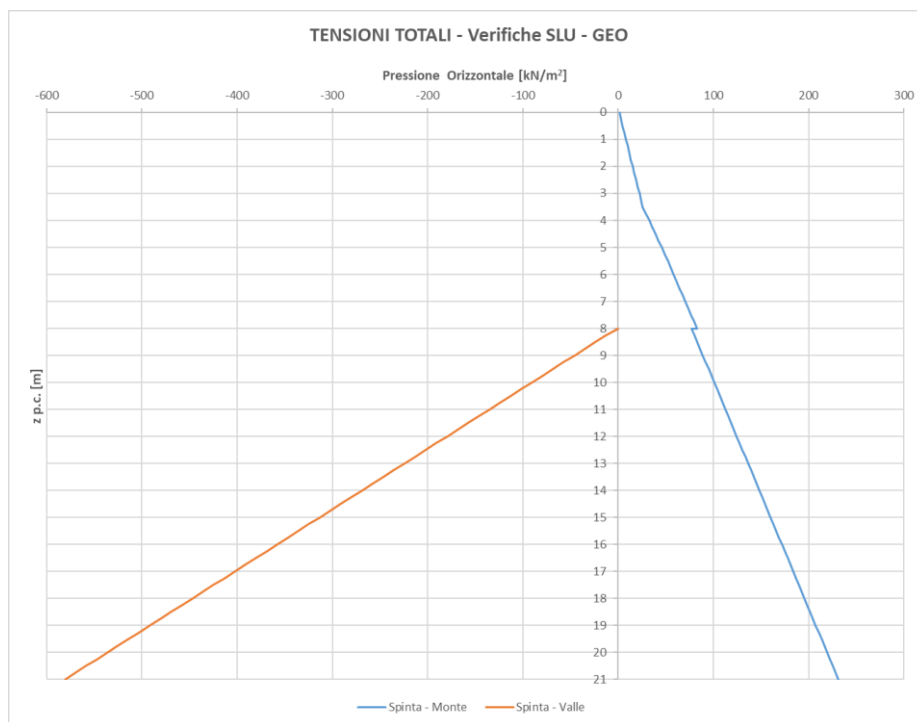


Fig. 10.3 – Distribuzione delle pressioni orizzontali totali – Verifica statica GEO

Risulta un momento stabilizzante pari a 16397 kNm maggiore del momento ribaltante pari a 15413 kNm e quindi un fattore di sicurezza **FS=1.06** (Tab.10.1).

	M_{rib} [kNm/m]	M_{stab} [kNm/m]	Fs [-]
Palo L=22m	19157	20018	1.04
Palo L=21m	15413	16397	1.06
Palo L=12m	2689	3463	1.29

Tab. 10.1 – Risultati verifica statica GEO

Verifica SLU di tipo strutturale – STR

Ai fini della valutazione delle maggiori sollecitazioni agenti su una sezione generica del palo, si è fatto riferimento a quanto riportato in C6.5.3.1.2 della Circolare del 2019, ipotizzando che, a monte, le tensioni orizzontali assumano il valore di equilibrio limite attivo, mentre a valle assumano valori la cui risultante sia inferiore alla resistenza passiva della quantità necessaria ad ottenere le condizioni di equilibrio (ribaltamento e traslazione orizzontale). La posizione incognita del punto di rotazione del palo è stata fissata alla quota minima necessaria alla verifica del ribaltamento e la distribuzione delle pressioni nella lunghezza rimanente del palo è assimilabile ad una risultante R tale da garantire l'equilibrio per traslazione, trascurando il momento di trasporto. Le analisi sono state condotte utilizzando i valori caratteristici di resistenze ed azioni, valutando separatamente il contributo del solo terrapieno e del solo sovraccarico, in modo da poter combinare le sollecitazioni così ottenute amplificandole rispettivamente di $\gamma_G = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$.

Lo schema adottato è quello rappresentato in Fig. 10.4.

I risultati delle verifiche sono quelli rappresentati nei diagrammi delle Figg. dalla 10.5 alla 10.10 e riepilogati in Tab. 10.2.

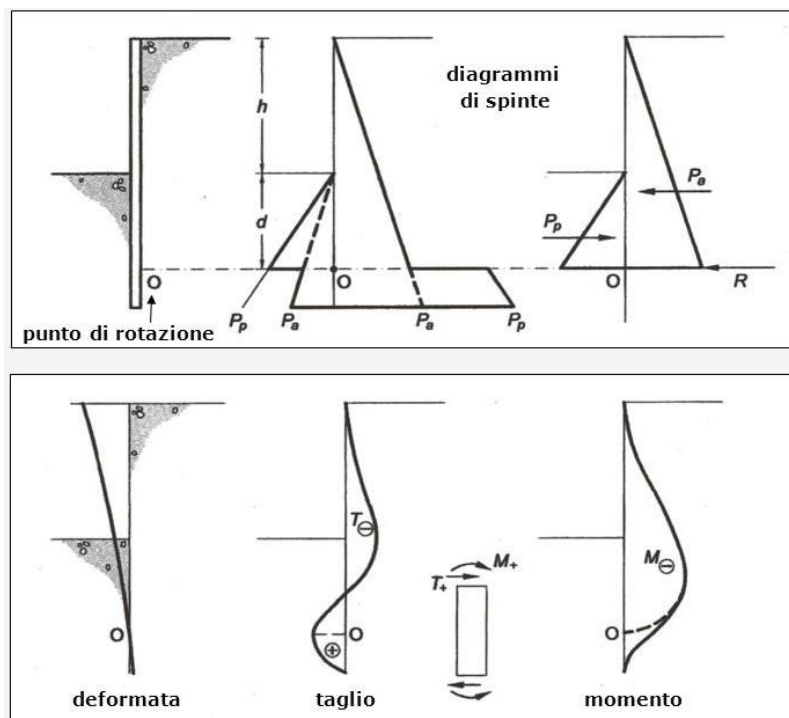


Fig. 10.4 – Schema di calcolo: posizione del punto di rotazione e diagramma delle spinte; distribuzione delle sollecitazioni di taglio e momento

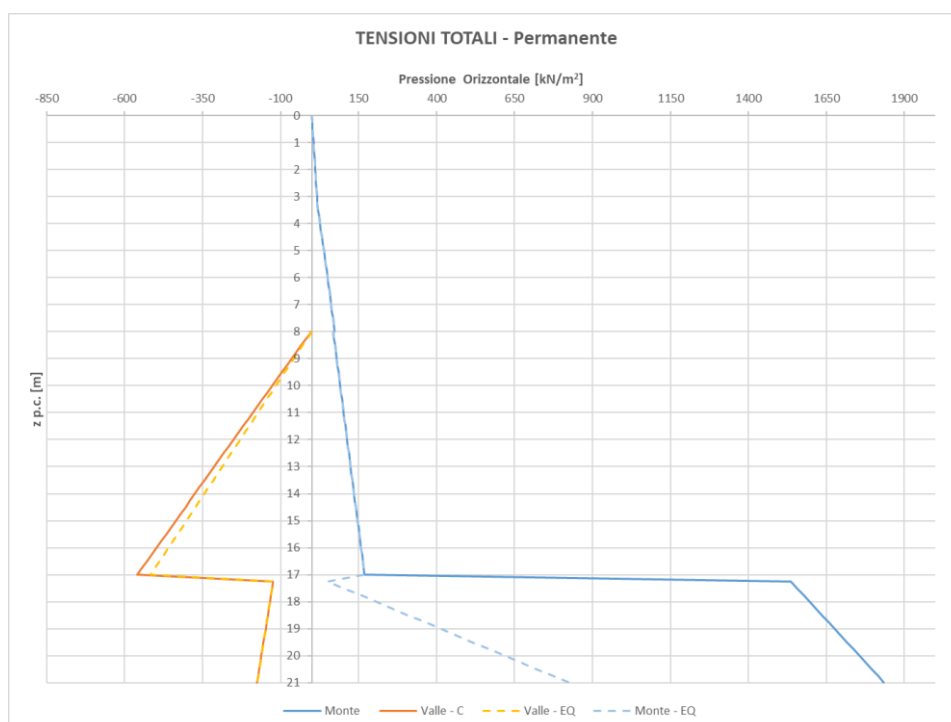


Fig. 10.5 – Distribuzione delle pressioni orizzontali totali del terrapieno

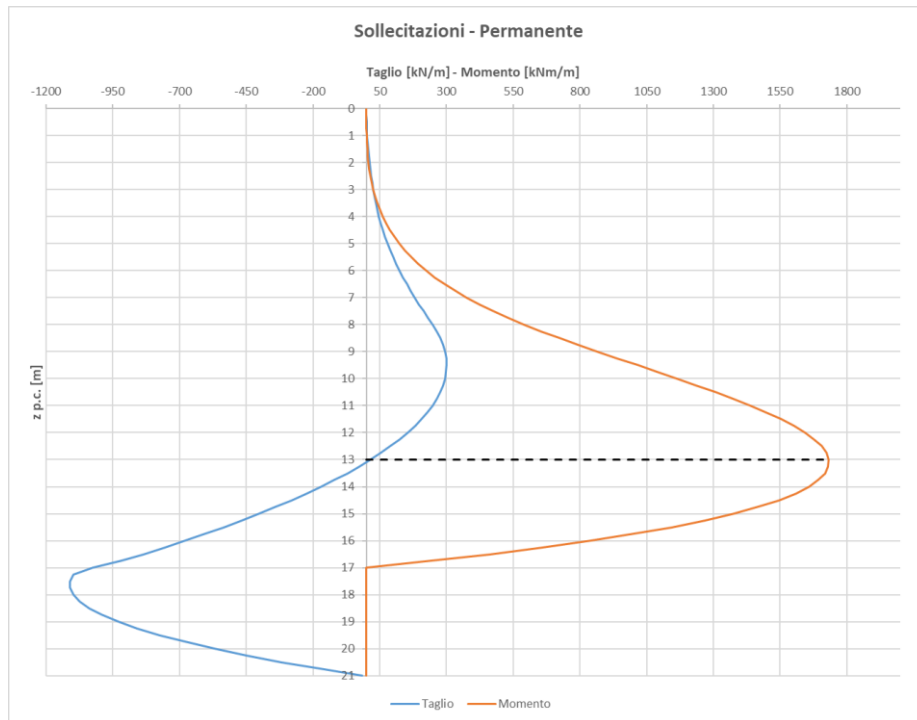


Fig. 10.6 – Distribuzione delle sollecitazioni – Terrapieno

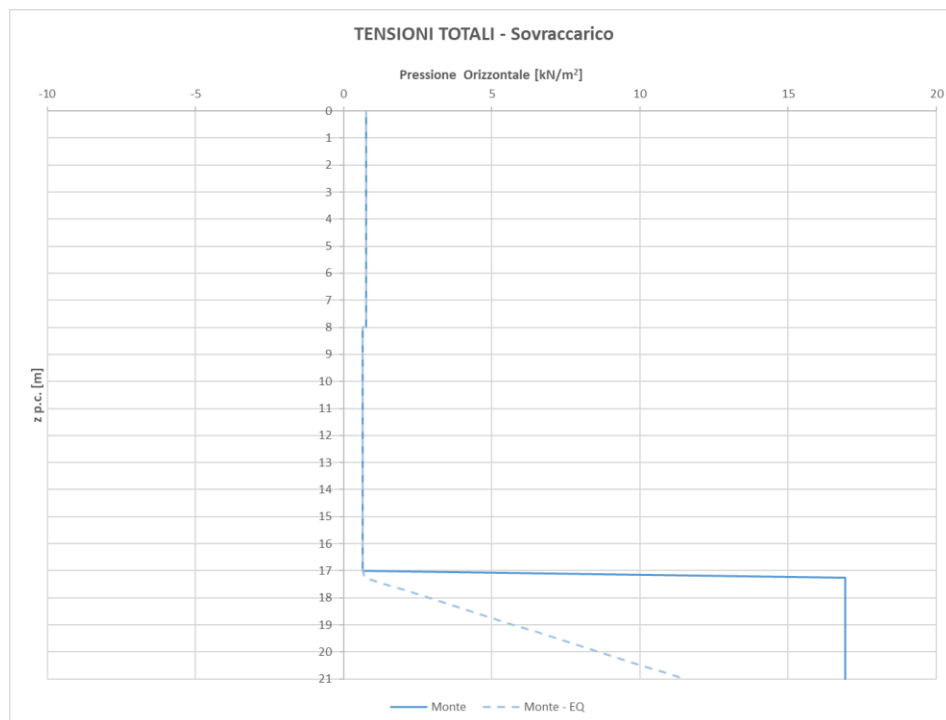


Fig. 10.7 – Distribuzione delle pressioni orizzontali totali del sovraccarico

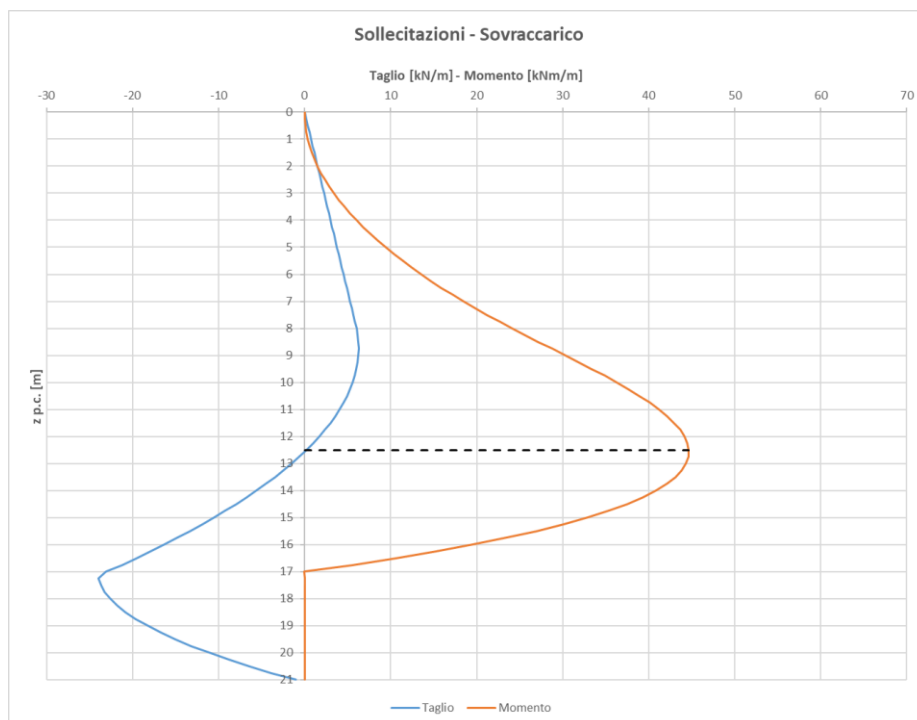


Fig. 10.8 – Distribuzione delle sollecitazioni – Sovraccarico

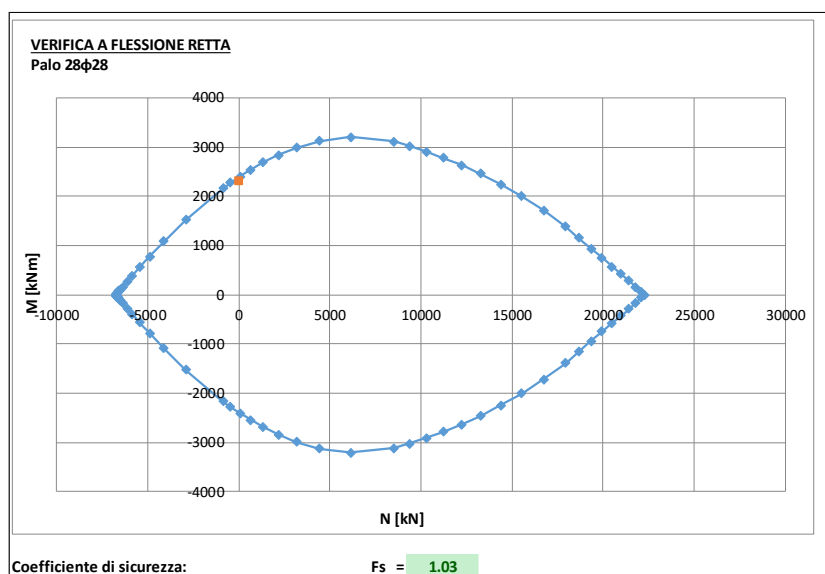


Fig. 10.9 – Verifica statica a flessione retta della sezione più sollecitata

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo di CLARKE-BIRJANDI 1993)	
D = 100 cm	Diametro sezione circolare
c = 7.5 cm	Copri ferro asse armatura longitudinale
f_{ck} = 35.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
α_{cc} = 0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
n = 2	Numero di braccia delle staffe
φ = 12 mm	Diametro delle staffe
s = 10 cm	Passo delle staffe
f_{yk} = 450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V_{Ed} = 1425 kN	Taglio di progetto
r = 50 cm	Raggio sezione circolare
r_s = 43 cm	Raggio sezione circolare utile
sen(α) = 0.541	
α = 0.57 rad	0 < α < s/2 --> 0 < α < 1,57
A_v = 6495 cm ²	Area sezione circolare equivalente
b_{eq} = 77 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d_{eq} = 85 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f_{cd} = 19.83 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
f_{yd} = 391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
A_{sw} = 22.62 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d = 77 cm	Altezza sezione
θ = 21.80 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls
ctgθ = 2.50	Cotangente di teta
V_{Rds} = 1535 kN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V_{Rdc} = 1822 kN	Resistenza puntone di cls
V_{Rd} = 1535 kN	Taglio resistente
FS = 1.08	

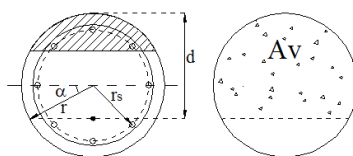


Fig. 10.10 – Verifica statica a taglio della sezione più sollecitata

	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Fs [-]	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Sd,max} [kN]	Fs [-]
Palo L=22m	2836	3394	1.20	1928	1928	1928	1666	1.16
Palo L=21m	2318	2396	1.03	1535	1822	1535	1425	1.08
Palo L=12m	396	800	2.02	533	1822	533	348	1.53

Tab. 10.2 – Risultati verifica statica STR

10.2 VERIFICA SISMICA

Ai fini della valutazione sismica della capacità portante della berlinese di pali di diametro pari a 1.0 m sono state fatte le seguenti considerazioni:

- il terreno è stato considerato in base alla stratificazione desunta dai sondaggi geognostici (sondaggio S3, valori più sfavorevoli rispetto a sondaggi S1 e S2): $\phi = 30^\circ$ per il primo tratto di 8.0 m e $\phi = 34^\circ$ al di sotto di questa quota;

- la falda è stata assunta coincidente con il livello di fondo scavo (peso specifico del terreno immerso = 9 kN/m^3), al di sopra di tale quota il terreno è stato considerato saturo (peso specifico del terreno saturo = 19 kN/m^3). Tale assunzione è giustificata dal fatto che lo sbilanciamento tra i livelli di falda lato fiume e lato terrapieno si verificano solo per ridotte finestre temporali a seguito di significativi fenomeni di piena prima che i livelli di falda si ristabiliscano intorno allo zero idrometrico del fiume (i livelli di piena considerati per le verifiche statiche sono quelli caratterizzati da periodi di ritorno di 200 anni, paragonabili al periodo di ritorno dell'azione sismica pari a $T_{R,SLV} = 949 \text{ anni}$);
- l'affondamento della berlinese dal piano campagna lato monte è 21.0 m, mentre l'altezza di scavo a valle è pari a 8 m (infissione della berlinese è quindi pari a 13 m);
- si considera un sovraccarico uniformemente distribuito lato monte pari a 2.5 kN/m^2 ;
- ai fini della valutazione dei coefficienti di spinta, in condizioni attive e passive, si è fatto riferimento alla Teoria di Mononobe-Okabe, assumendo un angolo δ di attrito superficie laterale palo-terrapieno pari a $\phi/2$, come suggerito da normativa per poter ipotizzare una superficie di scorrimento del cuneo di terrapieno piana.

Secondo quanto riportato in C7.11.6.3, la verifica di sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale e geotecnico, in presenza di azioni sismiche è stata eseguita assumendo coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Metodo Pseudo-Statico

L'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo. Come indicato in 7.11.6.3.1 dell'NTC18, la componente verticale dell'accelerazione equivalente a_v può essere considerata nulla e quella orizzontale a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove

g è l'accelerazione di gravità

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale

α è il coefficiente di deformabilità, preso pari ad 1

β è il coefficiente di spostamento, preso pari ad 1

L'accelerazione di picco è stata valutata come:

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

dove

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e dell'amplificazione topografica e vale 1.5

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e vale $0.087 g$ (SLV)

I coefficienti sismici in direzione verticale e orizzontale assumono quindi i seguenti valori:

$$k_v = 0$$

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot S \cdot \frac{a_g}{g} = 0.1305$$

e risulta quindi nota l'inclinazione θ rispetto alla verticale della risultante fra le forze peso e le forze d'inerzia agenti sul cuneo di terrapieno, da utilizzare per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva nel metodo di Mononobe-Okabe:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 7.4^\circ$$

Sotto falda, per tener conto dell'incremento di spinta dovuto alla presenza di acqua si è introdotta una correzione dell'inclinazione θ per terreni a bassa permeabilità ($k < 5 \cdot 10^{-4} m/s$, mezzo monofase):

$$\theta = \arctg\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = 15.4^\circ$$

Verifica SLU di tipo geotecnico – GEO

Allo stato limite ultimo il terrapieno e il sovraccarico di monte esercitano una pressione orizzontale attiva sul palo (decompressione laterale), mentre a valle il terrapieno esercita una pressione orizzontale passiva (compressione laterale). Si è verificato quindi che la distribuzione delle spinte fosse tale da determinare un momento stabilizzante > del momento ribaltante così da inibire un eventuale meccanismo di moto rigido per rotazione intorno ad un punto (Fig. 10.11).

Come suggerito da normativa, si sono trascurate le forze inerziali relative alla massa del palo.

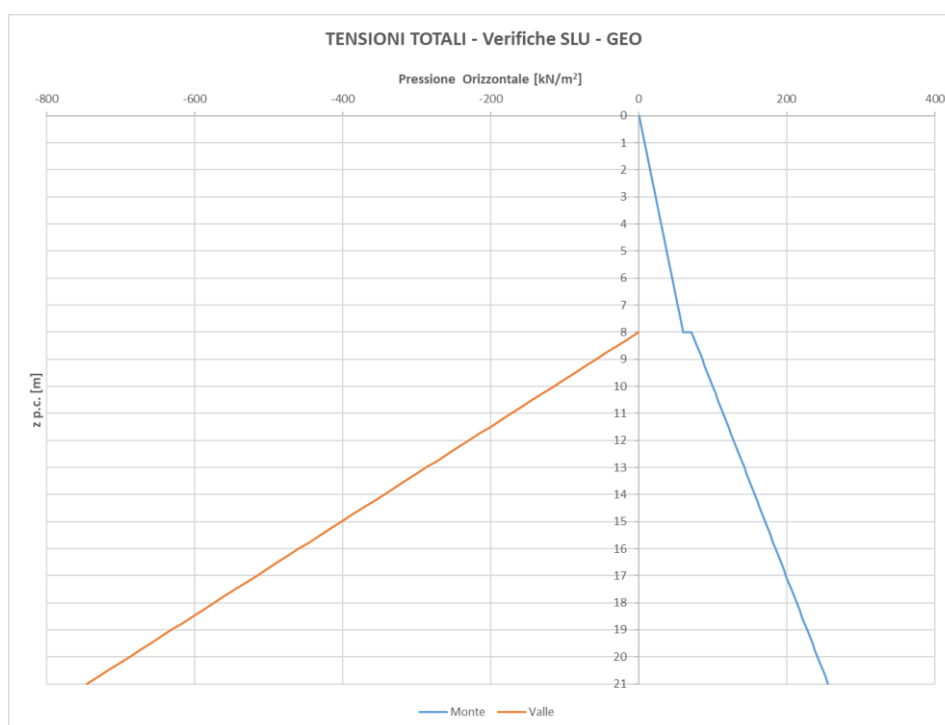


Fig. 10.11 – Distribuzione delle pressioni orizzontali totali – Verifica sismica GEO

Risulta un momento stabilizzante pari a 20984 kNm maggiore del momento ribaltante pari a 15114 kNm e quindi un fattore di sicurezza **FS=1.39** (Tab.10.3).

	M_{rib} [kNm/m]	M_{stab} [kNm/m]	F_s [-]
Palo L=22m	17620	26209	1.49
Palo L=21m	15114	20984	1.39
Palo L=12m	2770	4172	1.51

Tab. 10.3 – Risultati verifica sismica GEO

Verifica SLU di tipo strutturale – STR

Ai fini della valutazione delle maggiori sollecitazioni agenti su una sezione generica del palo, come già visto precedentemente per la statica, si è ipotizzato che a monte le tensioni orizzontali assumano il valore di equilibrio limite attivo, mentre a valle assumano valori la cui risultante sia inferiore alla resistenza passiva della quantità necessaria ad ottenere le condizioni di equilibrio (ribaltamento e traslazione orizzontale). La posizione incognita del punto di rotazione

del palo è stata fissata alla quota minima necessaria alla verifica del ribaltamento e la distribuzione delle pressioni nella lunghezza rimanente del palo è assimilabile ad una risultante R tale da garantire l'equilibrio per traslazione, trascurando il momento di trasporto.

I risultati delle verifiche sono quelli rappresentati nei diagrammi delle Figg. dalla 10.12 alla 10.15 e riepilogati in Tab. 10.4.

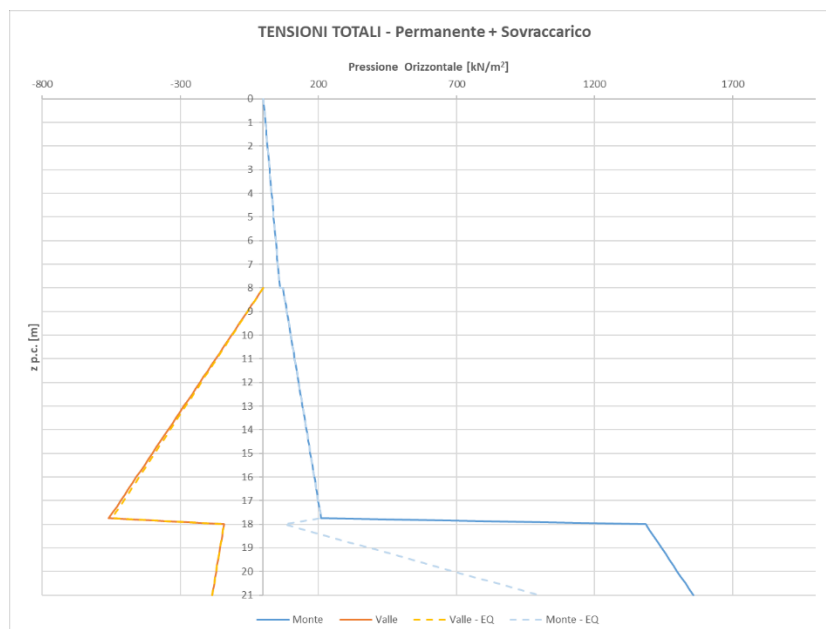


Fig. 10.12 – Distribuzione delle pressioni orizzontali totali

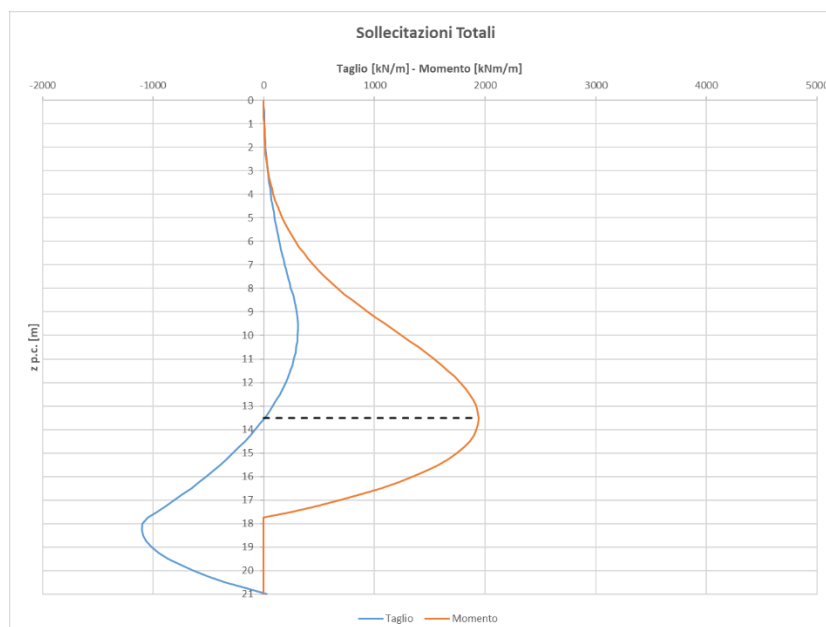


Fig. 10.13 – Distribuzione delle sollecitazioni

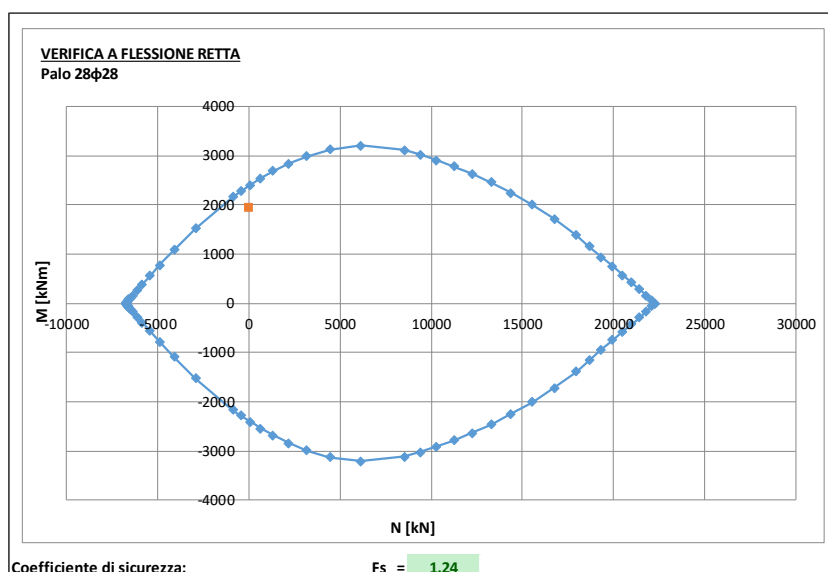


Fig. 10.14 – Verifica sismica a flessione retta della sezione più sollecitata

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo di CLARKE-BIRJANDI 1993)	
$D = 100 \text{ cm}$	Diametro sezione circolare
$c = 7.5 \text{ cm}$	Copriferro asse armatura longitudinale
$f_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
$n = 2$	Numero di braccia delle staffe
$\phi = 12 \text{ mm}$	Diametro delle staffe
$s = 10 \text{ cm}$	Passo delle staffe
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$V_{Ed} = 1103 \text{ KN}$	Taglio di progetto
$r = 50 \text{ cm}$	Raggio sezione circolare
$r_s = 43 \text{ cm}$	Raggio sezione circolare utile
$\sin(\alpha) = 0.541$	
$\alpha = 0.57 \text{ rad}$	$0 < \alpha < s/2 \rightarrow 0 < \alpha < 1.57$
$A_v = 6495 \text{ cm}^2$	Area sezione rettangolare equivalente
$b_{eq} = 77 \text{ cm}$	Base sezione rettangolare equivalente
$d_{eq} = 85 \text{ cm}$	Altezza sezione rettangolare equivalente
$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$	Resistenza massima di calcolo del cls
$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
$A_{sw} = 22.62 \text{ cm}^2/\text{m}$	Area delle staffe per metro lineare di trave
$d = 77 \text{ cm}$	Altezza sezione
$\theta = 21.80^\circ$	Angolo di inclinazione del puntone di cls
$\text{ctg}\theta = 2.50$	Cotangente di teta
$V_{Rds} = 1535 \text{ KN}$	Resistenza tiranti verticali (staffe)
$V_{Rdc} = 1822 \text{ KN}$	Resistenza puntone di cls
$V_{Rd} = 1535 \text{ KN}$	Taglio resistente
$FS = 1.39$	

Fig. 10.15 – Verifica sismica a taglio della sezione più sollecitata

	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	F_s [-]	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]	$V_{sd,max}$ [kN]	F_s [-]
Palo L=22m	1940	3394	1.75	1928	1928	1928	1666	1.16
Palo L=21m	1940	2396	1.24	1535	1822	1535	1103	1.39
Palo L=12m	350	800	2.28	533	1822	533	303	1.76

Tab. 10.4 – Risultati verifica sismica STR

10.3 CEDIMENTI DEL PIANO CAMPAGNA

Nelle condizioni di esercizio, come indicato in 6.5.3.2 dell'NTC18, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti. A tal scopo si è adottato il metodo proposto da Bauer (1984) per terreni incoerenti che correla il cedimento del piano campagna δ alla profondità di scavo H , al grado di addensamento del terreno D_r e alle difficoltà esecutive dell'opera tramite la formula:

$$\delta = \delta_0 \left(1 - \frac{x}{B}\right)^2 f_1 f_2$$

dove

x è la distanza lungo il p.c. dalla sommità dell'opera;

f_1 è un coefficiente relativo alla qualità di lavorazione;

f_2 è un coefficiente relativo alle difficoltà costruttive dell'opera;

B è la distanza misurata dalla sommità dell'opera al primo punto a cedimento nullo e vale $B = 1.5H \tan(45 - \phi/2)$;

δ_0 è il cedimento massimo, stimato come $\delta_0 = r_0 H$, dove r_0 è funzione della densità relativa tramite la curva $r_0 = \frac{2 - \sqrt{2D_r}}{100}$.

In Tab. 10.5 sono riassunti i dati utilizzati nella valutazione dei cedimenti del p.c. per le opere di sostegno a valle del ponte, più vicine a manufatti adiacenti che ricadono, anche parzialmente, nella distanza B .

I risultati sono quelli rappresentati nel diagramma di Fig. 10.16 e riepilogati in Tab. 10.6; in corrispondenza del punto più vicino del manufatto adiacente il cedimento risulta essere pari a 3.7 mm e si ritiene, pertanto, accettabile.

Previsione dei cedimenti in terreni incoerenti - Metodo Bauer (1984)		
H =	9.00 m	Altezza fondo scavo
$\phi =$	30.00 °	Angolo di taglio del terreno lato monte
$D_R =$	73.70%	Densità relativa del terreno
$f_1 =$	1.0	Coefficiente di lavorazione 0.8 (ottima) < f_1 < 1.1 (scadente)
$f_2 =$	1.0	Coefficiente di difficoltà costruttiva 1 (nessuna) < f_2 < 1.05 (elevate)
$r_0 =$	0.79%	Coefficiente di Bauer
$\delta_0 =$	7.07 cm	Cedimento massimo
B =	7.79 m	Distanza minima dalla paratia a cedimento nullo
x =	6.00 m	Distanza dalla paratia $0 < x < B$
$\delta =$	0.37 cm	Cedimento alla distanza x dalla paratia

Tab. 10.5 – Dati utilizzati – Metodo di Bauer

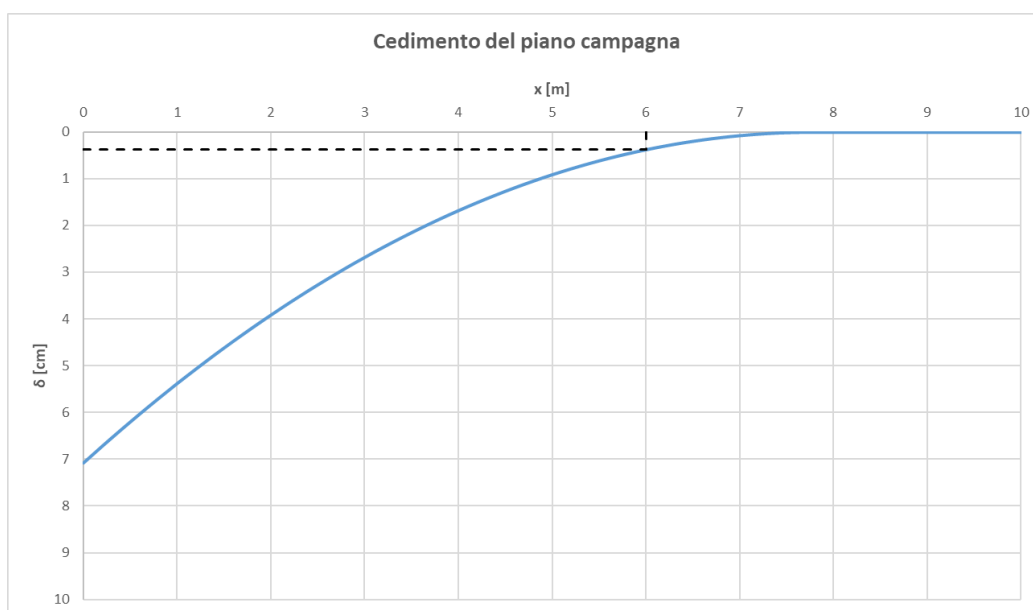


Fig. 10.16 – Stima dei cedimenti del piano campagna

	x [m]	δ [cm]
Palo L=22m	> B	0.00
Palo L=21m	6.00	0.37
Palo L=12m	3.90	0.00

Tab. 10.6 – Risultati cedimenti del piano campagna

11. VERIFICA DELLA FONDAZIONE DELLA SPALLA

Sulla parte di spalla in muratura rimasta a seguito dell'intervento a progetto agisce un sistema di forze verticali e orizzontali (Fig. 11.1): le azioni orizzontali, costituite dalla spinta dell'arco in muratura, si scaricano sulla parete dello scatolare (si veda il dimensionamento dello scatolare) e da questa, attraverso i solettoni superiore e inferiore, direttamente sul terrapieno di spalla, mentre le azioni verticali dovute ai pesi propri dell'arco e della spalla ed ai carichi variabili da traffico si scaricano invece sul sistema fondazionale della spalla che viene opportunamente rinforzato con micropali.

Il sistema di micropali di fondazione è stato dimensionato nell'ipotesi che l'intero carico verticale agente sulla spalla si scarichi su di esso.

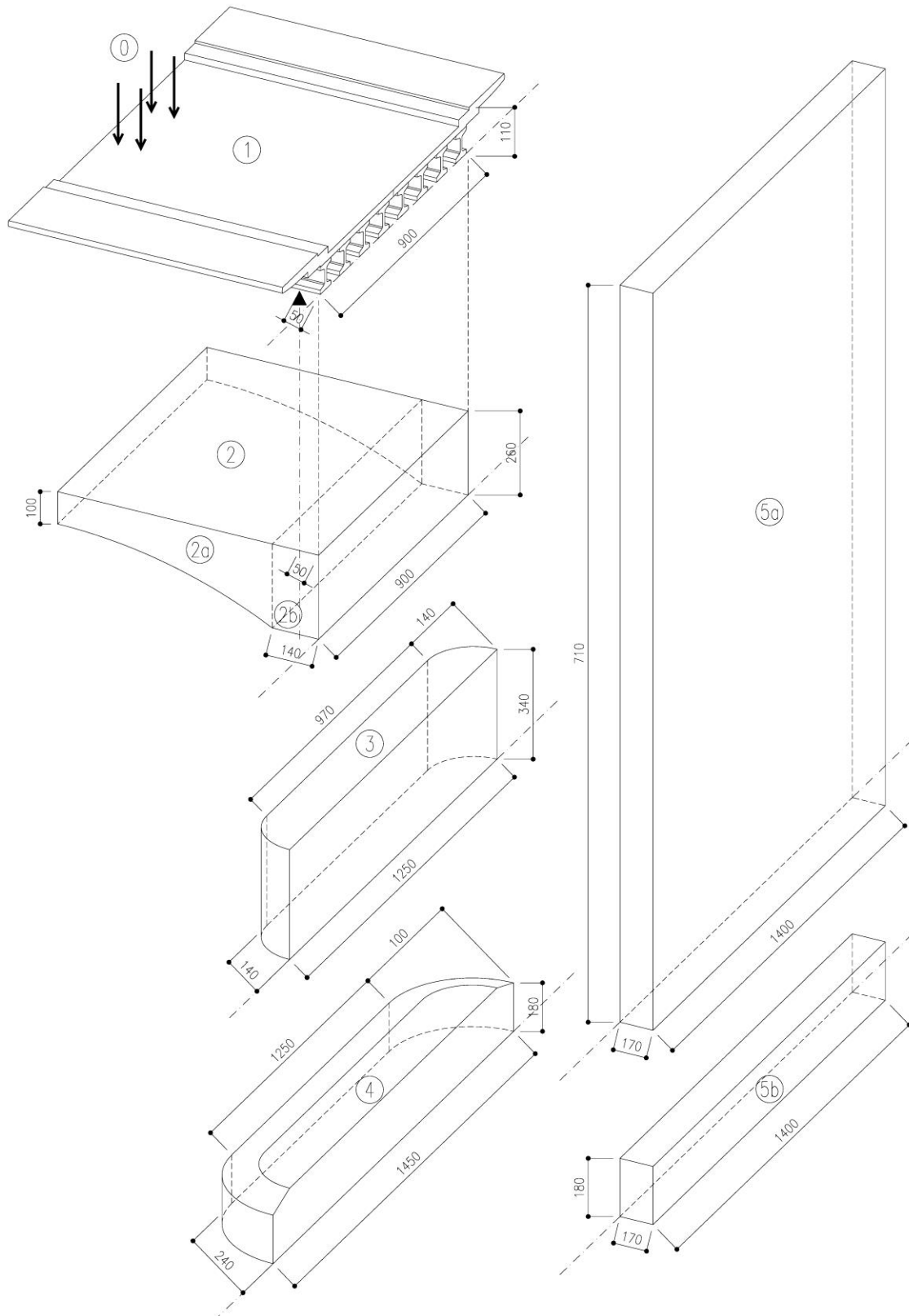


Fig. 11.1

11.1 CARICHI ALL'IMPOSTA DELLA FONDAZIONE

Procedendo alla valutazione dei carichi verticali sul piano d'imposta della fondazione partendo dall'analisi dei carichi risulta:

Carichi verticali da peso proprio:

$$F_k = 1a + 2a + 2b + 3 + 4 + 5a + 5b = 1069 + 2010 + 590 + 1020 + 1370 + 3042 + 1028 = 10129 \text{ kN}$$

$$M_k = -1069 \times 0.5 - 2010 \times 1.4 - 590 \times 0.7 - 1020 \times 0.67 - 1370 \times 1.09 + 3042 \times 0.85 + 1028 \times 0.85 = -2479 \text{ kNm}$$

Carichi verticali permanenti:

$$F_k = 1b = 291 \text{ kN}$$

$$M_k = -291 \times 0.5 = -146 \text{ kNm}$$

Carichi verticali variabili massimo carico verticale:

$$F_k = 0a + 0b + 0c = 418 + 84 + 1000 = 1502 \text{ kN}$$

$$M_k = -418 \times 0.5 + 84 \times 0.95 - 1000 \times 0.5 = -630 \text{ kNm}$$

Carichi verticali variabili massimo momento negativo:

$$F_k = 0a + 0c = 418 + 1000 = 1418 \text{ kN}$$

$$M_k = -418 \times 0.5 - 1000 \times 0.5 = -709 \text{ kNm}$$

Carichi verticali variabili massimo momento positivo:

$$F_k = 0b + 0c = 84 + 1000 = 1084 \text{ kN}$$

$$M_k = 84 \times 0.95 + 1000 \times 1.2 = 1280 \text{ kNm}$$

Da cui risulta allo stato limite ultimo:

- 1) per la combinazione sempre presenti 1.35 PP + 1.50 Perm:

$$F_{Sd} = 1.35 \times 10129 + 1.50 \times 291 = 14111 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = -1.35 \times 2479 - 1.50 \times 146 = -3566 \text{ kNm}$$

Con un'eccentricità pari a: $e = -0.253 \text{ m}$

- 2) per la combinazione 1.35 PP + 1.50 Perm + 1.35 Variab massimo carico:

$$F_{Sd} = 1.35 \times 10129 + 1.50 \times 291 + 1.35 \times 1502 = 16139 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = -1.35 \times 2479 - 1.50 \times 146 - 1.35 \times 630 = -4417 \text{ kNm}$$

Con un'eccentricità pari a: $e = -0.274 \text{ m}$

- 3) per la combinazione 1.35 PP + 1.50 Perm + 1.35 Variab massimo mom. negativo:

$$F_{Sd} = 1.35 \times 10129 + 1.50 \times 291 + 1.35 \times 1418 = 16025 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = -1.35 \times 2479 - 1.50 \times 146 - 1.35 \times 709 = -4523 \text{ kNm}$$

Con un'eccentricità pari a: $e = - 0.283 \text{ m}$

- 4) per la combinazione 1.0 PP + 0.0 Perm + 1.35 Variab massimo mom. positivo:

$$F_{Sd} = 1.0 \times 10129 + 1.35 \times 1084 = 11592 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = -1.0 \times 2479 + 1.35 \times 1280 = -751 \text{ kNm}$$

Con un'eccentricità pari a: $e = - 0.065 \text{ m}$

11.2 CARICHI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE

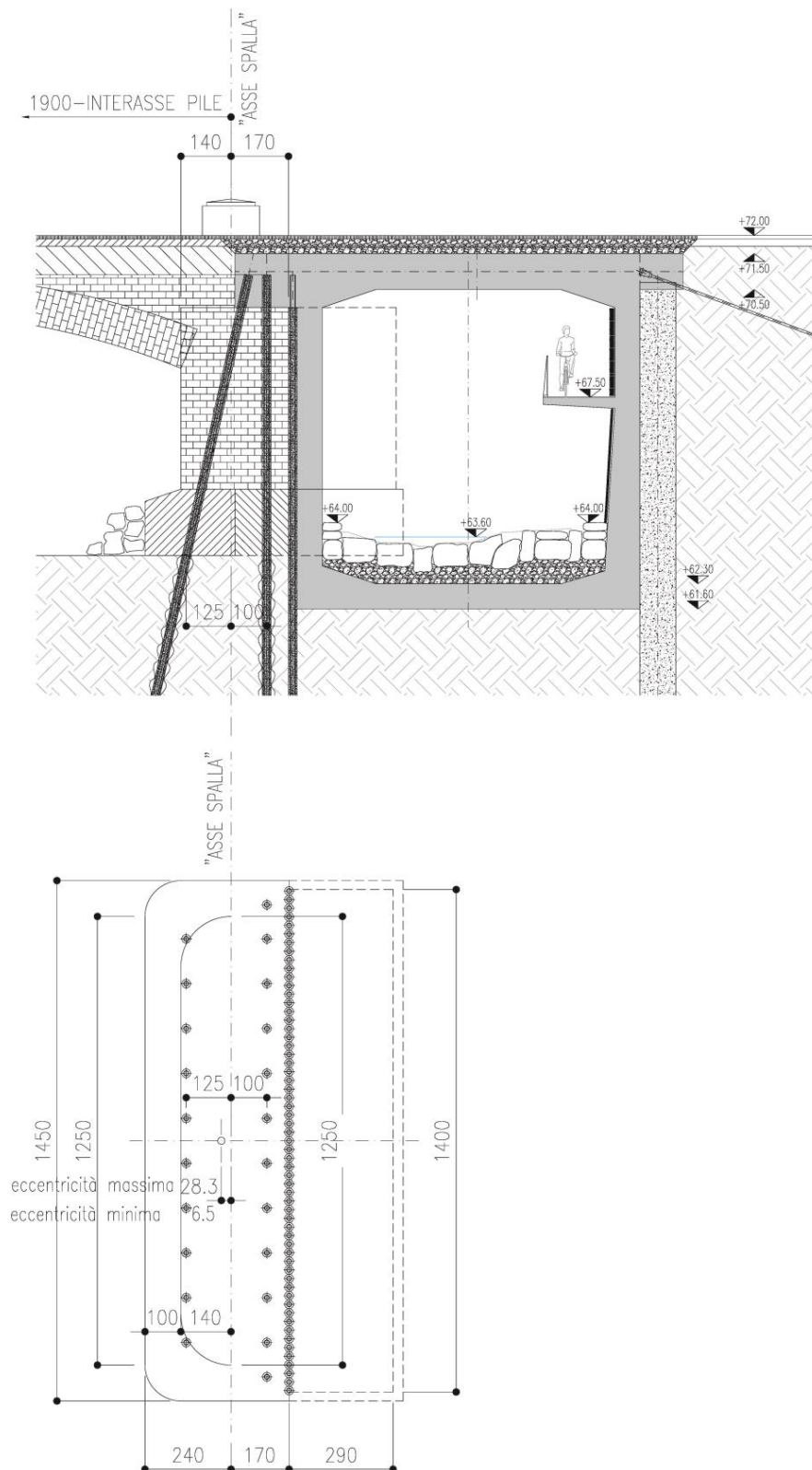


Fig. 11.2

Con riferimento alla Fig. 11.2 riportata nella pagina precedente, la disposizione dei micropali in pianta prevede 2 allineamenti: il primo è costituito da 10 micropali posizionati con eccentricità pari a -1.25m rispetto all'asse della spalla, il secondo è costituito da 12 micropali posizionati con eccentricità pari a 1.0m rispetto all'asse della spalla.

La palificata costituita da 22 micropali ha dunque:

$$\text{Baricentro} = -0.023 \text{ m (dall'asse della spalla)}$$

$$\text{Inerzia} = (1.25-0.023)^2 \times 10 + (1.0+0.023)^2 \times 12 = 27.61 \text{ m}^2$$

$$\text{Modulo } W_{\text{fiume}} = I / (1.25-0.023) = 22.5 \text{ m}$$

$$\text{Modulo } W_{\text{terra}} = I / (1.0+0.023) = 27.0 \text{ m}$$

I carichi verticali sui micropali della palificata risultano allora:

- 1) per la combinazione sempre presenti 1.35 PP + 1.50 Perm:

$$e = -0.253+0.023 = -0.23 \text{ m}$$

$$F_{Sd} = 14111 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 14111 \times (-0.23) = -3246 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 + M_{Sd} / 22.5 = 642 + 145 = 787 \text{ kN}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 - M_{Sd} / 27.0 = 642 - 120 = 522 \text{ kN}$$

- 2) per la combinazione 1.35 PP + 1.50 Perm + 1.35 Variab massimo carico:

$$e = -0.274+0.023 = -0.251 \text{ m}$$

$$F_{Sd} = 16139 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 16139 \times (-0.251) = -4051 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 + M_{Sd} / 22.5 = 734 + 180 = \mathbf{914 \text{ kN}}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 - M_{Sd} / 27.0 = 734 - 150 = 584 \text{ kN}$$

- 3) per la combinazione 1.35 PP + 1.50 Perm + 1.35 Variab massimo mom. negativo:

$$e = -0.283+0.023 = -0.26 \text{ m}$$

$$F_{Sd} = 16025 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 16025 \times (-0.26) = -4167 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 + M_{Sd} / 22.5 = 728 + 185 = \mathbf{914 \text{ kN}}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 - M_{Sd} / 27.0 = 728 - 154 = 574 \text{ kN}$$

- 4) per la combinazione 1.0 PP + 0.0 Perm + 1.35 Variab massimo mom. positivo:

$$e = -0.065+0.023 = -0.042 \text{ m}$$

$$F_{Sd} = 11592 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 11592 \times (-0.042) = -487 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 + M_{Sd} / 22.5 = 527 + 22 = 549 \text{ kN}$$

$$N_{Sd \text{ fiume}} = F_{Sd} / 22 - M_{Sd} / 27.0 = 527 - 18 = 509 \text{ kN}$$

11.3 VERIFICA DEI MICROPALI

I micropali previsti a progetto hanno le seguenti caratteristiche:

- pali realizzati con iniezioni ripetute e selettive
- diametro di perforazione 240 mm
- lunghezza porzione valvolata 24.4 m
- armatura diametro 139.7mm spessore 10 mm

Il calcolo della capacità portante è effettuato con l'approccio di Bustamante e Doix, considerando i seguenti parametri di progetto:

D_d = diametro di perforazione = 240 mm

α = coefficiente per il calcolo del diametro efficace = 1.20 (valore assunto a favore di sicurezza – Tab. 11.1)

D_s = diametro efficace = $\alpha D_d = 1.20 \times 240 = 288 \text{ mm}$

L_s = lunghezza della parte iniettata in pressione = 24400 mm

N_{spt} = numero di colpi da prove SPT, si assume a favore di sicurezza il valore pari a 10 (terreni sabbioso-ghiaiosi tra sciolti e mediamente addensati)

q_s = tensione di attrito laterale all'interfaccia palo terreno = 0.1 MPa (dagli abachi di Bustamante – Figg. 11.4 e 11.5)

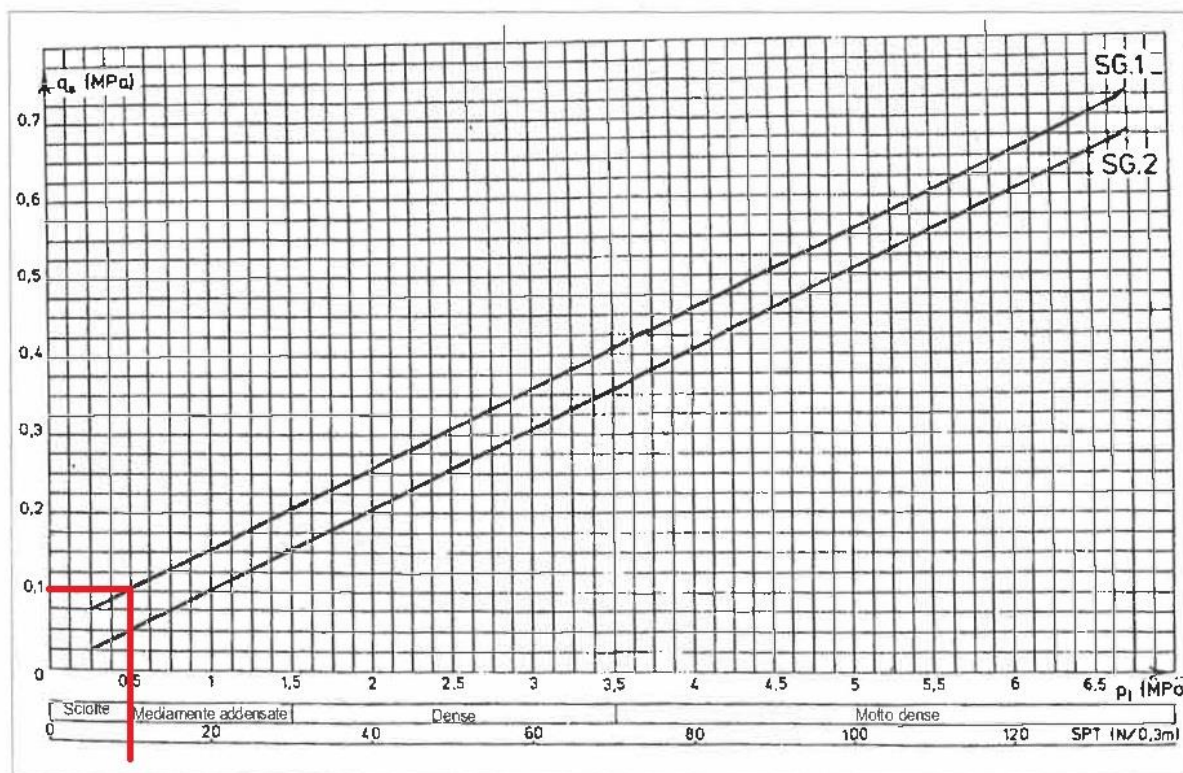
Tipo di terreno	Coefficiente α		Quantità minima di miscela V_s
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossolana	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
			{ 1,5 à 2 V_s per IRS 1,5 V_s per IGU
Limo	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s per IRS 1,5 V_s per IGU
Argilla	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s per IRS 1,5 à 2 V_s per IGU
Marna	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s per strati compatti
Marna calcarea	1,8	1,1 à 1,2	
Arenaria alterata o fratturata	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s o maggiore per strati fratturati
Roccia alterata o frattura	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s per strati poco fessurati 2 o superiori nel caso di roccia fratturata
<p>V_s: Volume foro di perforazione IRS: Iniezione ripetuta selettiva IGU: Iniezione globale unica</p> <p>* : con $p_i \geq p_j$ ** : con $0,5 p_i < p_j < p_i$</p>			

Figura 3.5. Valori del coefficiente α per il calcolo del diametro efficace α per la valutazione della capacità portante di un micropalo

Tab. 11.1 – Valori del coefficiente α per il calcolo del diametro efficace, per la valutazione della capacità portante di un micropalo

Tipo di terreno	Quantità minima di miscela	
	IRS*	IGU**
Ghiaia Ghiaia sabbiosa Sabbia ghiaiosa Sabbia grossolana Sabbia media Sabbia fine Sabbia limosa	SG.1	SG.2
Limo Argilla	AL.1	AL.2
Marna Marna calcarea Arenaria alterata o fratturata	MC.1	MC.2
Roccia alterata o fratturata	$\geq R.1$	$\geq R.2$
<p>* : con $p_i \geq p_j$ ** : con $0,5 p_i < p_j < p_i$</p>		

Tab. 11.2 – Tabella per la scelta degli abachi per la determinazione di q_s



Tab. 11.2 – Abachi per il calcolo del valore di q_s in terreni sabbiosi-ghiaiosi

Da cui si ricava la capacità portante laterale limite del palo:

$$Q_{\text{limite}} = \pi D_s L_s q_s = \pi \times 288 \times 24400 \times 0.1 = 2200 \text{ kN}$$

Considerando i coefficienti di sicurezza sulla capacità portante del palo si ottiene:

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (pali trivellati, portanza laterale, in compressione)}$$

$$\xi_3 = 1.60 \text{ (n. 3 verticali indagate)}$$

$$Q_{Rd} = 2200 / 1.15 / 1.60 = \mathbf{1195 \text{ kN}} > \mathbf{914 \text{ kN}} = F_{Sd}$$

Assago, dicembre 2022

I PROGETTISTI

Dott. Ing. Silvio Rossetti

Dott. Ing. Alessandra Bertoglio

ALLEGATO

Validazione dei codici di calcolo

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (par. 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

I sottoscritti, in qualità di calcolatori delle opere in progetto, dichiarano quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi sismica dinamica secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018 (c.d. NTC 2018).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Modellatore strutturale	Stratus7
Versione	R. 2.4.6
Produttore	Strand7 Pty. Ltd (Australia)
Distributore	HSH S.r.l. (Padova – Italia)

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ed il suo uso decennale dei sottoscritti, ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova, in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dai sottoscritti professionisti utenti del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione delle strutture e delle azioni.

In base a quanto sopra, i sottoscritti asseriscono che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico; pertanto, i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Assago, dicembre 2022

I PROGETTISTI

Dott. Ing. Silvio Rossetti

Dott. Ing. Alessandra Bertoglio