

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

TR-TRINCEE

TR00 - TRINCEE DI APPROCCIO ALLA GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO

TR04 dal km 6+842.53 al km 7+074.53

Fabbricato FA04 – Relazione di calcolo pali di fondazione

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio			
Ing. Giovanni MALAVENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA n. 4503 Data: Maggio 2022	Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Maggio 2022			

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV. FOGLIO

I	N	1	7	1	2	Y	I	2	CL	T	R	0	4	0	0	0	0	1	A	-	-	-	P	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing. Alberto LEVORATO 	Maggio 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA Data: 27/05/22
A	EMISSIONE	R. CONFORTI 	27/05/22	L. ALFIERI 	27/05/22	P. GALVANINI 	27/05/22	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712EI2CLTR0400001A_00.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. A	Foglio 2 di 45

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	Riferimenti Normativi	5
2.2	Progetto esecutivo.....	5
2.2.1	Elaborati progettuali.....	5
3	FABBRICATO FA04: DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
3.1	Aspetti generali.....	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA.....	9
4.1	Falda di progetto	9
4.2	Inquadramento sismico.....	9
5	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	9
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
6.1	Calcestruzzo pali di fondazione	10
6.2	Acciaio in barre.....	10
7	ANALISI DELLA PALIFICATA E DETERMINAZIONE CARICHI APPLICATI	12
7.1	Riferimenti normativi e specifiche di progetto	12
7.2	Modellazione strutturale.....	12
7.2.1	Determinazione sollecitazioni assiali testa pali	12
7.2.2	Determinazione sollecitazioni taglienti testa pali.....	18
7.2.2.1	Calcolo azioni da ritiro sulla platea	18
7.2.2.2	Azioni termiche sulla platea.....	19
7.2.3	Determinazione sollecitazioni taglienti e flettenti sui pali di fondazione	20
8	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	25
8.1	Riepilogo sollecitazioni di verifica.....	25
8.2	Verifiche geotecniche dei pali di fondazione.....	27
8.2.1	Verifica dei pali nei confronti dei carichi verticali	27
8.2.1.1	Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di compressione.....	28
8.2.1.2	Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di trazione	28
8.2.1.3	Portata laterale	29
8.2.1.4	Portata di base.....	30
8.2.1.5	Determinazione della resistenza di progetto a trazione	30
8.2.1.6	Determinazione capacità portante	30
8.2.1.7	Determinazione rigidezza assiale dei pali	33
8.2.2	Verifica dei pali nei confronti dei carichi orizzontali	33
8.2.2.1	Caso generale – Teoria di Broms	33
8.2.2.2	Determinazione del carico limite orizzontale	35
8.3	Verifiche strutturali dei pali.....	36
8.3.1	Sezione di testa palo	38

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR 04 0 0 001

Rev.
A

Foglio
3 di 45

8.3.2	Sezione armatura corrente.....	41
8.3.3	Verifica ancoraggio barre nella platea di fondazione.....	44
9	VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO DELLA RAMPA DI ACCESSO	45
10	VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO VASCA ANTINCENDIO	45

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 4 di 45

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le verifiche delle opere di fondazione profonde del piazzale del fabbricato FA04 al km 6+875 da realizzare nella tratta Verona - Padova, sublotto Verona - Montebello Vicentino, nell'ambito della progettazione definitiva della linea AV/AC Torino - Venezia.

Per la descrizione e verifiche strutturali delle opere in elevazione del fabbricato e della platea di fondazione in c.a. si rimanda alla relazione di calcolo IN1712EI2CLFA0400001 ed elaborati progettuali ad essa riferiti.

Si specifica che oggetto della presente relazione sono le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione, le cui azioni sollecitanti sono state desunte dalla relazione di calcolo del fabbricato tecnologico FA04.

Nel seguito, dopo una breve descrizione delle condizioni geologiche e idrogeologiche dei terreni interessati dalle opere in oggetto, sono ricapitolati i criteri di calcolo adottati per le verifiche delle opere e quindi riportati gli esiti dei dimensionamenti e delle verifiche effettuate al fine di verificare le soluzioni proposte.

Per la descrizione e verifiche di progetto delle opere di sostegno degli scavi previsti per il fabbricato, si rimanda alla relazione 'IN1712EI2CLTR0000003A' (Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo) ed elaborati di progetto ad essa riferiti.

Per quanto riguarda le fasi esecutive di realizzazione delle opere si rimanda all'elaborato IN1712EI2WATR0400001; per le verifiche dei diaframmi e del tampone di fondo in jet grouting, necessari per sostenere le pareti di scavo e impermeabilizzare lo stesso durante la fase costruzione, si rimanda alla relazione di calcolo IN1711EI2CLTR0000003.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 5 di 45

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti Normativi

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] Manuale di Progettazione delle opere civili RFI Parte II - Sezione 3, RFI DTC SI CS MA IFS 001 B
- [4] Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI, RFI DTC SI SP IFS 001 B

2.2 Progetto esecutivo

2.2.1 Elaborati progettuali

IN1712EI2PATR0400005	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2PATR0400006	Opere di sostegno e tampone di fondo FA04 - Profilo longitudinale
IN1712EI2PATR0300007	Fabbricato FA04 – Pali di fondazione – Planimetria di tracciamento
IN1712EI2WATR0403001	Fabbricato FA04 – Pali di fondazione – Sezioni trasversali
IN1712EI2BZTR0403001	Fabbricato FA04 – Pali di fondazione – Armatura
IN1712EI2WATR0400001	Fabbricato FA04 – Opere di sostegno, pali di fondazione e tampone di fondo – Fasi esecutive
IN1712EI2BATR0401006	Fabbricato FA04 - Tampone di fondo campo 1 - Vasca di raccolta acque: Planimetria e sezioni
IN1712EI2BATR0401007	Fabbricato FA04 - Tampone di fondo campo 2 - Piazzale: Planimetria e sezioni
IN1712EI2CLFA0400001	Relazione di calcolo strutturale
IN1712EI2EEFA0400001A	Elenco elaborati
IN1712EI2CLTR0000003A	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo

3 FABBRICATO FA04: DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 Aspetti generali

Come riportato nella relazione di calcolo strutturale 'IN1712EI2CLFA0400001', il piazzale del fabbricato è di forma rettangolare, posto in parte alla quota del piano ferro e parte a piano campagna. Le due diverse quote sono collegate da una rampa carrabile. Sul piazzale a quota piano ferro sono previsti locali tecnologici, vasca di pompaggio/antincendio ed un'area di sicurezza per punto antincendio. La parte di piazzale a piano ferro è a quota 39.20 m circa e presenta scavi di profondità di circa 7.00m dal piano campagna. L'area della vasca di pompaggio/antincendio è posta circa 4.00m al di sotto del piano ferro e presenta un'altezza di scavo di circa 11m dal piano campagna, e di circa 5.40m dal piano di lavoro di realizzazione delle opere di sostegno pari a 40.74m.

Il sistema di opere di sostegno necessarie all'esecuzione degli scavi del fabbricato è costituito da diaframmi in c.a di spessore 1.0m. Lo scavo tra diaframmi è realizzato in presenza di fango stabilizzante con benna mordente e con una sequenza primari/accostati/secondari tale da minimizzare il numero dei giunti, così come rappresentato negli elaborati grafici di progetto. Considerato il battente della falda, per tutti i giunti dei diaframmi è previsto l'impiego di palancole di spalla tra un pannello e l'altro.

Si riporta, di seguito, la planimetria generale del piazzale (Figura 1) e delle opere di sostegno necessarie all'esecuzione degli scavi.

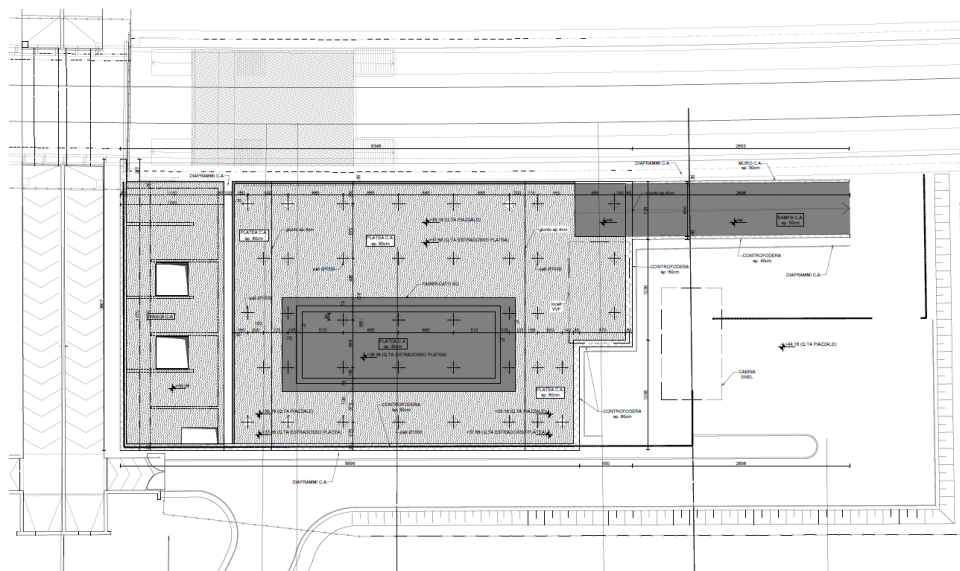


Figura 1 Planimetria generale

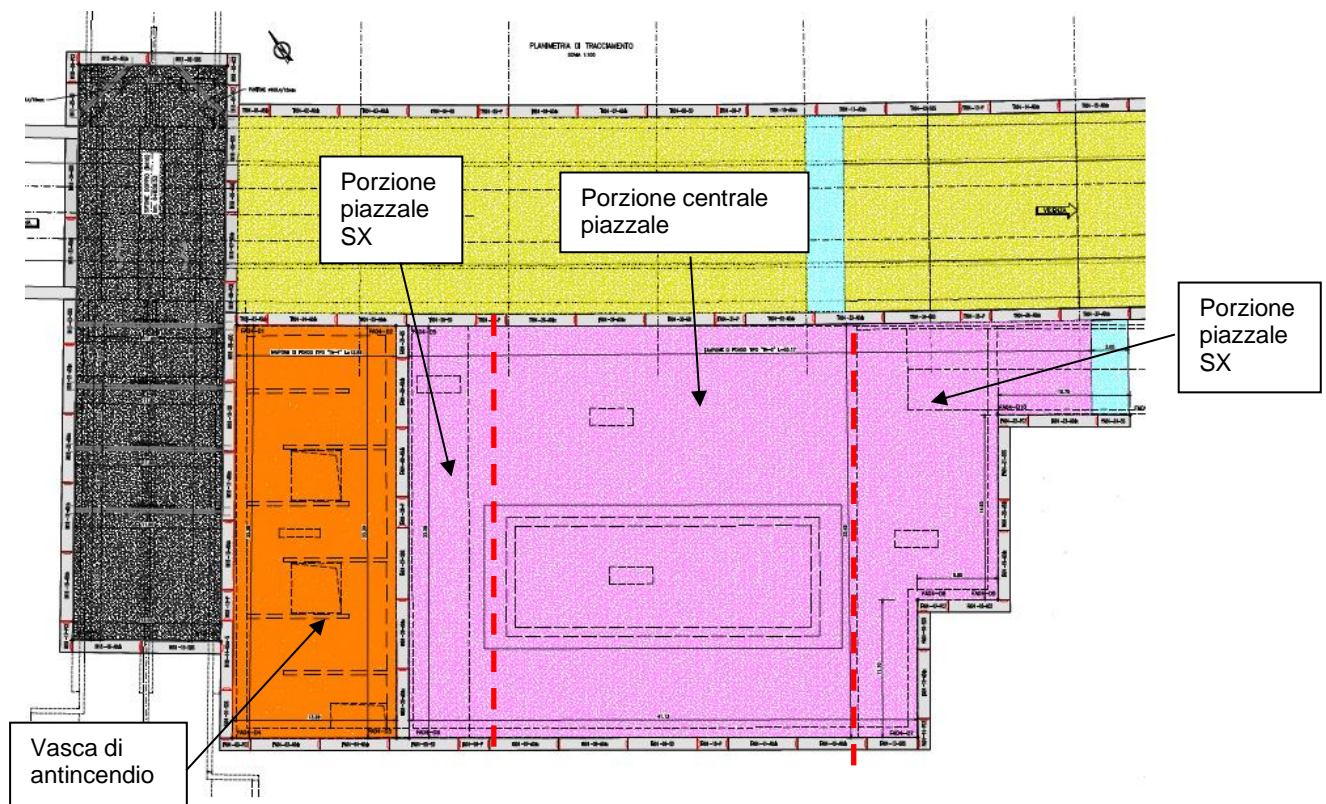


Figura 2 FA04 Planimetria opere di sostegno

Le strutture di fondazione ed elevazione del piazzale a quota piano ferro sono costituite da platea di fondazione di spessore pari a 80cm e contropareti in c.a. gettato in opera, di spessore nominale pari a 90cm. La platea è suddivisa in 3 parti da giunti a contatto: vasca antincendio area del fabbricato e piazzale esterno laterale. (Figura 2). Esse sono separate tra loro per mezzo di giunti a contatto. Per il piazzale a quota piano ferro è stata inserita una maglia di pali $\varnothing 1000$ trivellati di lunghezza $L=28m$ necessaria a contrastare la sottospinta idraulica (Figura 3).

I pali di fondazione della platea sono utilizzati per contrastare la sottospinta generata dal battente di falda a lungo termine e garantire l'equilibrio del manufatto al galleggiamento. Essi sono quindi prevalentemente sottoposti ad azioni di trazione/compressione in funzione dei livelli di falda assunti. Come anticipato nell'introduzione, i valori delle azioni verticali agenti sui pali di fondazione sono state ricavate combinando le reazioni caratteristiche estratte dal modello di calcolo del piazzale a quota P.F., di cui alla relazione IN1712E12CLFA0400001.

La platea di fondazione funge anche da elemento di contrasto a lungo termine delle azioni di spinta del terreno e della falda agenti sui diaframmi disposti lungo il perimetro della fondazione. La continuità della platea e la presenza dei diaframmi lungo tutto il perimetro fanno sì che i pali non risultino direttamente sollecitati a taglio dalle spinte che si esercitano sui diaframmi in condizioni statiche e sismiche, in quanto autoequilibrate.

Ai fini del dimensionamento si è previsto che i pali siano caricati in testa da una coazione dovuta al ritiro della platea e delle azioni termiche. Per il calcolo delle azioni di taglio si rimanda ai paragrafi successivi. La vasca antincendio è fondata su una platea di fondazione diretta di spessore pari a 80cm. Per tale opera non sono previsti pali perché le azioni derivanti dalla sottospinta idraulica sono equilibrate dai diaframmi perimetrali a sostegno dello scavo connesse strutturalmente alle contropareti. Per le verifiche dei diaframmi perimetrali della vasca si rimanda alla apposita relazione di calcolo della trincea TR04.

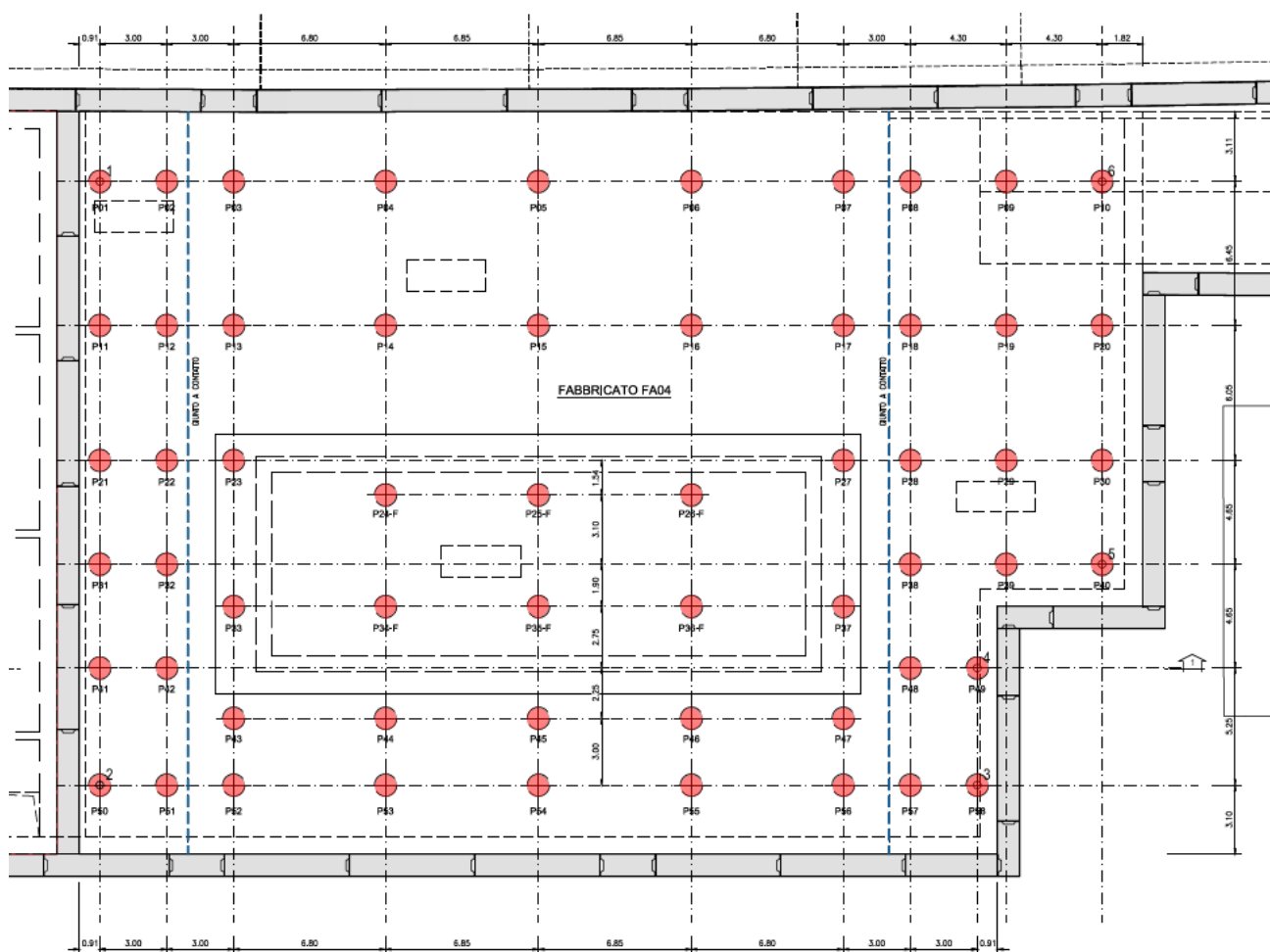


Figura 3 Planimetria pali di fondazione piazzale quota piano ferro

PALI IN C.A.					
NUMERO IDENTIFICATIVO	Ø (mm)	Lunghezza palo da intradosso fondazione(m)	Quota testa palo scapitozzato (m s.l.m.)	Lunghezza perforazione a vuoto (m)	Lunghezza perforazione totale (m)
P01 + P23	1000	28,00	36,88	3,86	31,86
P24-F + P26-F	1000	28,00	37,50	3,24	31,24
P27 + P33	1000	28,00	36,88	3,86	31,86
P34-F + P36-F	1000	28,00	37,50	3,24	31,24
P37 + P58	1000	28,00	36,88	3,86	31,86

Tabella 1: Tabella riepilogativa altezza pali

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 9 di 45

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

La struttura idrogeologica del settore interessato dalla galleria artificiale e dalle trincee di approccio è caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali della conoide del Fiume Adige al suo sbocco nella pianura padana, attribuita alle facies fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene Superiore. Trattasi di una unità ghiaioso-sabbiosa, potente oltre 200 m, intervallata da lenti argillose di modesto spessore, variabile tra 3 e 9 m, e di estensione areale alquanto limitata, collocate a profondità comprese tra 20 e 30 m circa dal piano campagna, che vanno a separare una prima falda libera da una seconda semi-confinata. La prima falda libera presenta una soggiacenza del livello freatico di circa 8 m da p.c. attuale.

Nell'area dell'opera oggetto della presente relazione si osserva una estesa copertura di unità ghiaioso-sabbiosa con spessori variabili tra 5 e 10m che poggia su strati di sabbie limose con spessori da 10 a 15 m e strati di limi argillosi compatti sovraconsolidati con spessori variabili da 5 a 8 m.

4.1 Falda di progetto

Ai fini del dimensionamento dei pali di fondazione del piazzale a quota ferro del fabbricato, la quota di progetto della falda è stata assunta coincidente a quota testa pali della platea di fondazione del piazzale.

4.2 Inquadramento sismico

Per la caratterizzazione sismica dell'opera in esame si rimanda al documento 'Relazione di calcolo strutturale', paragrafo §9, doc. No. IN1712EI2CLFA0400001.

5 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Sulla base di quanto riportato al paragrafo §0, la stratigrafia di progetto utilizzata per l'opera di fondazione in esame è composta dalle seguenti unità stratigrafiche:

- ALL_6: ghiaia e ghiaia sabbiosa limosa;
- ALL_2: limi argillosi;
- ALL_4: sabbie limose.

Parametri	ALL_2	ALL_4	ALL6
γ [kN/m ³]	20	20	20
ϕ' [°]	28	38	38÷40
c' [kPa]	0.0	0.0	0.0
NSPT [-]	10÷20	30	40

Unità	Spessore [m]
ALL_6	0.0÷7.0
ALL_4	7.0÷16.5
ALL_2	16.5÷21.5
ALL_4	21.5÷35

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	<table border="1"> <tr> <td>Progetto IN17</td> <td>Lotto 12</td> <td>Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001</td> <td>Rev. A</td> <td>Foglio 10 di 45</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 10 di 45
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 10 di 45		

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 Calcestruzzo pali di fondazione

- Classe di resistenza minima $C(f_{ck}/R_{ck})_{min}$: C25/30 MPa
- Classe di esposizione XC2/XA1
- Classe di consistenza S4
- Tipo di cemento UN EN197-1:2006 CEM III-IV

Copriferro minimo

- ricoprimento minimo per i pali di fondazione: $c_{min} = 60mm$

6.2 Acciaio in barre

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione di Rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di Snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.3 N/mm ²
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$\epsilon_{cuk} = 75\%$	allungamento caratteristico a rottura
$\epsilon_{cuk} = 67.5\%$	allungamento a rottura di calcolo

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione bilineare finito con incrudimento ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.3 del Testo Unico.

Tensione di lavoro limite agli SLE

Trazione massima in esercizio per Combinazione Caratteristica Rara = 337.5 N/mm² (0.75 f_{yk})

Il massimo interasse delle barre ad aderenza migliorata è indicato nella tabella sottostante:

$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$\epsilon_{cuk} = 75\%$	allungamento caratteristico a rottura

Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando la Combinazione Caratteristica Rara

a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 11 di 45

caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

b) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per le costruzioni" (D.M. 14.01.2008), cui fa riferimento il "Manuale di progettazione delle opere civili" di RFI.

La massima apertura ammissibile risulta (assumendo una classe di esposizione XC2 strutture poste a permanente contatto con il terreno):

$$w_{amm} = w_1 = 0.20\text{mm}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 12 di 45

7 ANALISI DELLA PALIFICATA E DETERMINAZIONE CARICHI APPLICATI

7.1 Riferimenti normativi e specifiche di progetto

Le verifiche sono condotte, in osservanza al D.M. del 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle NTC 2008 e del MdP sopra richiamato.

7.2 Modellazione strutturale

Per dettagli sulla metodologia seguita per la modellazione strutturale dell'opera in esame, si rimanda al documento ‘Relazione di calcolo strutturale’, paragrafo §11, doc. No. IN1712EI2CLFA0400001.

7.2.1 Determinazione sollecitazioni assiali testa pali

Come riportato nella ‘Relazione di calcolo strutturale’ (doc.No.IN1712EI2CLFA0400001) paragrafo §11.4.1, la platea di fondazione è stata modellata con una piastra bidimensionale vincolata in direzione verticale con vincoli elastici di rigidezza pari a 600000 kN/m che simulano la palificata. Il valore di rigidezza dei pali di fondazione è stato determinato attraverso l'elaborazione della curva carico-cedimento dei pali come riportato al successivo §.0. La citata relazione di calcolo strutturale del fabbricato riporta le reazioni vincolari dei pali di fondazione che vengono di seguito riproposte. Le reazioni vincolari caratteristiche esplicitate in Tabella 2 sono state combinate secondo i set di combinazioni di carico ‘SET-1’ e ‘SET-2’ descritti di seguito (Tabella 3 e Tabella 5).

Si rimanda alla ‘Relazione di calcolo strutturale’ doc.No. IN1712EI2CLFA0400001 per maggiori dettagli sulla determinazione delle singole combinazioni di calcolo considerate.

No	Name	Type	Description
1	G1-1	Dead Load (D)	pp modellato
2	G1-2	Dead Load (D)	Dead Edificio
3	G2-1	Dead Load (D)	perm. Edificio (impianti+finitura+mur
4	G2-2	Dead Load (D)	perm. verticali da magrone piazzale
5	G3-2	Dead Load (D)	Sottospinta idraulica di 39KN/mq
6	Q	Live Load (L)	acc. da traffico pari a 20KN/mq
7	Q Ed	Live Load (L)	Variabile Edificio
8	T+	Temperature (T)	acc. termica +15 ac. +10 ca
9	T-	Temperature (T)	acc. termica -15 ac. -10 ca
10	Spinta_terra	User Defined Load (U)	Spinta terra controfodera
11	Spinta_idra	User Defined Load (U)	Spinta idraulica controfodera
12	Spinta_sisma	User Defined Load (U)	Spinta sismica controfodera
13	Sovraspinta_idra	User Defined Load (U)	SovraSpinta idra controfodera
14	RSP_X_EDIFICIO	User Defined Load (U)	SISMA X DA EDIFICIO
15	RSP_Y_EDIFICIO	User Defined Load (U)	SISMA Y DA EDIFICIO

Tabella 2 Condizioni di carico considerate nell'analisi strutturale della platea di fondazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento E12 CL TR 03 0 0 001	Rev. A	Foglio 13 di 45

- 'SET-1': massima sottospinta idraulica in assenza di carichi permanenti portati stabilizzanti agenti sull'edificio o sul piazzale

		G1-1		G2-2		G3-2	Q			Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra		
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO	
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1												
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3					
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3					
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1						
SISMICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1	1							1		1	1	
SISMICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
SISMICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
SISMICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1							1		1	1	

Tabella 3 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-1' – SLU-SLV

		G1-1		G2-2		G3-2	Q			Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra		
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO	
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1												
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1					
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1					
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1						

Tabella 4 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-1' – SLE

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001 Rev. A Foglio 14 di 45

- 'SET-2': massima sottospinta idraulica in presenza di carichi permanenti portati stabilizzanti agenti sull'edificio o sul piazzale

		G1-1			G2-2		G3-2	Q						
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	y favorevole	1	1	1	1									
STATICA MAX FALDA	y sfavorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	y favorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	y sfavorevole	1	1	1					1					
SISMICA MAX FALDA	y favorevole	1	1	1							1		1	1
SISMICA MAX FALDA	y sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	y favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	y sfavorevole	1	1	1							1		1	1

Tabella 5 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-2' – SLU-SLV

		G1-1			G2-2		G3-2	Q						
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	y favorevole	1	1	1	1									
STATICA MAX FALDA	y sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	y favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	y sfavorevole	1	1	1					1					

Tabella 6 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-2' – SLE

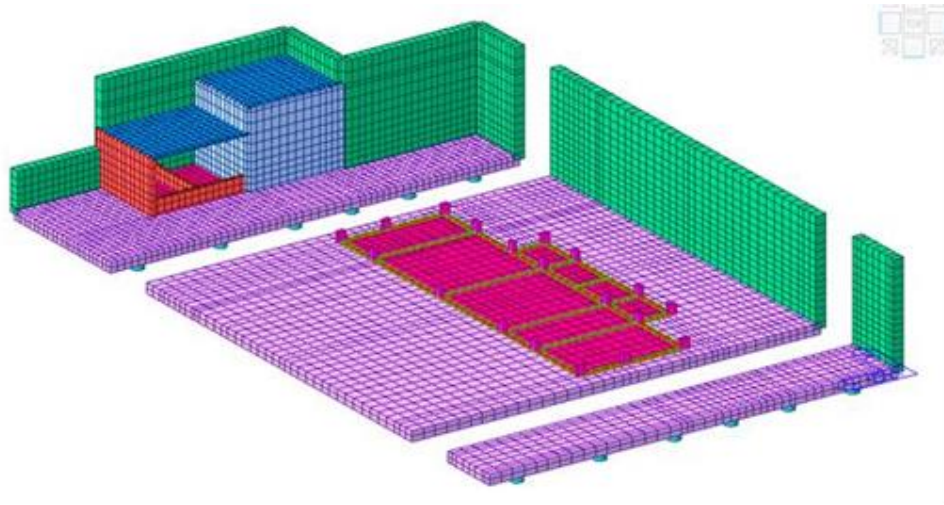


Figura 4 Geometria del modello di calcolo strutturale

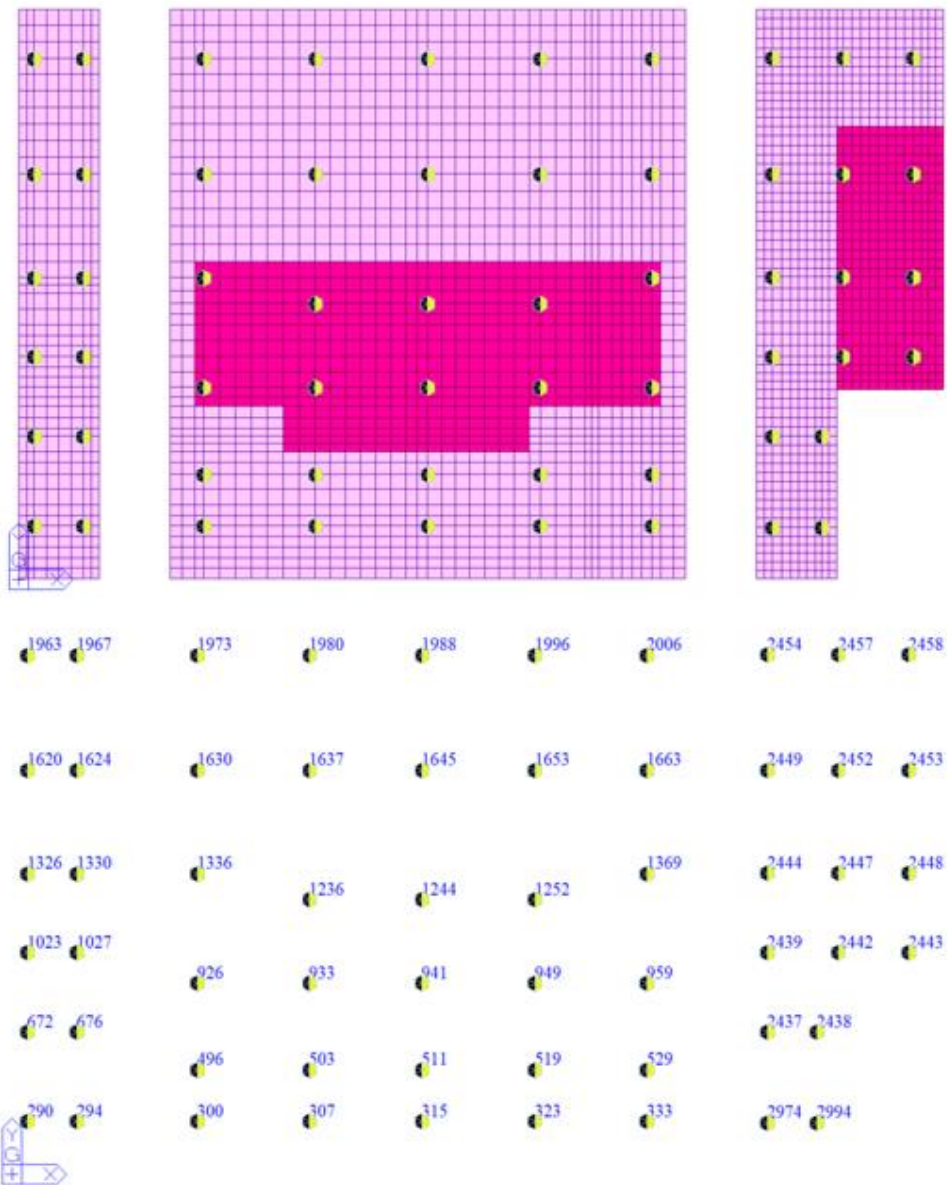


Figura 5 Numerazione dei nodi vincolati.



Le reazioni vincolari delle combinazioni di carico di progetto ottenute per i set di combinazioni definiti in precedenza sono riportate in Tabella 7 (valori positivi dell'azione assiale indicano compressione). Tali valori sono stati utilizzati per la verifica dei pali per carichi verticali e determinare le lunghezze dei pali (si veda § 8.2.1 della presente relazione di calcolo) e per le verifiche strutturali riportate al §8.3.

	1963	1967	1973	1980	1988	1996	2006	2454	2457	2458
STATICA MAX FALDA	-469	-481	-1060	-1386	-1411	-1389	-1057	-774	-809	-283
STATICA MAX PESO	1388	1423	3038	4042	4109	4043	3038	1780	2563	2835
SISMICA MAX FALDA	-290	-297	-664	-867	-885	-874	-663	-383	-207	-33
SISMICA MAX PESO	1057	1083	2303	3066	3114	3061	2303	377	808	1103
	1620	1624	1630	1637	1645	1653	1663	2449	2452	2453
STATICA MAX FALDA	-471	-483	-974	-1344	-1409	-1363	-967	-823	-612	-19
STATICA MAX PESO	1400	1434	3212	4344	4483	4319	3219	1884	2597	2708
SISMICA MAX FALDA	-293	-300	-540	-733	-784	-765	-504	-146	185	-183
SISMICA MAX PESO	1064	1089	2464	3305	3399	3274	2497	614	1168	1100
	1326	1330	1336	1236	1244	1252	1369	2444	2447	2448
STATICA MAX FALDA	-396	-406	-750	-993	-1063	-1049	-736	-695	-238	229
STATICA MAX PESO	1167	1197	2826	2935	2886	2875	2870	1793	2714	2750
SISMICA MAX FALDA	-267	-273	-210	-196	-252	-267	-100	35	512	-390
SISMICA MAX PESO	871	894	2194	2345	2302	2290	2321	673	1338	988
	1023	1027	926	933	941	949	959	2439	2442	2443
STATICA MAX FALDA	-365	-374	-810	-816	-850	-883	-817	-525	235	388
STATICA MAX PESO	955	984	1968	2149	1982	2155	2038	1598	2568	2678
SISMICA MAX FALDA	-210	-215	-42	266	254	198	60	60	432	-697
SISMICA MAX PESO	755	779	1856	2147	2036	2169	2023	599	1167	795
	672	676	496	503	511	519	529	2437	2438	
STATICA MAX FALDA	-533	-541	-615	-514	-515	-561	-628	-463	298	
STATICA MAX PESO	953	985	2083	2710	2668	2666	2059	1556	2338	
SISMICA MAX FALDA	9	7	145	398	451	362	190	141	277	
SISMICA MAX PESO	1152	1179	2084	2582	2594	2574	2129	638	966	
	290	294	300	307	315	323	333	2974	2994	
STATICA MAX FALDA	-100	-105	-211	-154	-143	-172	-217	-91	549	
STATICA MAX PESO	2025	2066	4137	4608	4612	4557	4074	2275	2466	
SISMICA MAX FALDA	-294	-299	-778	-729	-696	-741	-767	839	24	
SISMICA MAX PESO	1241	1270	2387	2725	2743	2693	2353	1330	895	

Tabella 7 Reazioni assiali pali di fondazione – 'SET-1' – SLU-SLV

	1963	1967	1973	1980	1988	1996	2006	2454	2457	2458
STATICA MAX FALDA	-291	-298	-664	-864	-880	-866	-662	-546	-505	57
STATICA MAX PESO	1056	1083	2303	3069	3119	3069	2303	1353	1951	2155
	1620	1624	1630	1637	1645	1653	1663	2449	2452	2453
STATICA MAX FALDA	-291	-298	-567	-772	-814	-790	-561	-595	-317	361
STATICA MAX PESO	1065	1090	2443	3306	3411	3286	2448	1431	1977	2025
	1326	1330	1336	1236	1244	1252	1369	2444	2447	2448
STATICA MAX FALDA	-244	-250	-354	-491	-550	-546	-339	-504	10	635
STATICA MAX PESO	886	909	2158	2246	2208	2198	2191	1360	2064	2019
	1023	1027	926	933	941	949	959	2439	2442	2443
STATICA MAX FALDA	-238	-244	-496	-430	-467	-498	-503	-363	455	825
STATICA MAX PESO	727	748	1504	1647	1520	1649	1556	1213	1954	1929
	672	676	496	503	511	519	529	2437	2438	
STATICA MAX FALDA	-409	-413	-369	-195	-195	-242	-382	-314	503	
STATICA MAX PESO	725	749	1588	2071	2040	2036	1570	1183	1767	
	290	294	300	307	315	323	333	2974	2994	
STATICA MAX FALDA	136	136	285	385	397	368	282	56	806	
STATICA MAX PESO	1511	1542	3062	3429	3433	3390	3014	1735	1827	

Tabella 8 Reazioni assiali pali di fondazione – 'SET-1' – SLE

	1963	1967	1973	1980	1988	1996	2006	2454	2457	2458
STATICA MAX FALDA	-24	-25	-66	-76	-75	-78	-64	-150	-93	247
STATICA MAX PESO	1388	1423	3038	4042	4109	4043	3038	1780	2563	2835
SISMICA MAX FALDA	-290	-297	-664	-867	-885	-874	-663	-383	-207	-33
SISMICA MAX PESO	1057	1083	2303	3066	3114	3061	2303	1000	1524	1633
	1620	1624	1630	1637	1645	1653	1663	2449	2452	2453
STATICA MAX FALDA	-23	-24	33	-7	-27	-30	42	-248	-83	275
STATICA MAX PESO	1400	1434	3212	4344	4483	4319	3219	1884	2597	2708
SISMICA MAX FALDA	-293	-300	-540	-733	-784	-765	-504	-146	185	-183
SISMICA MAX PESO	1064	1089	2464	3305	3399	3274	2497	1189	1697	1394
	1326	1330	1336	1236	1244	1252	1369	2444	2447	2448
STATICA MAX FALDA	-24	-24	43	-249	-332	-325	64	-212	141	380
STATICA MAX PESO	1167	1197	2826	2935	2886	2875	2870	1793	2714	2750
SISMICA MAX FALDA	-267	-273	-210	-196	-252	-267	-100	35	512	-390
SISMICA MAX PESO	871	894	2194	2345	2302	2290	2321	1156	1718	1139
	1023	1027	926	933	941	949	959	2439	2442	2443
STATICA MAX FALDA	-50	-51	-305	-359	-440	-441	-312	-109	530	447
STATICA MAX PESO	955	984	1968	2149	1982	2155	2038	1598	2568	2678
SISMICA MAX FALDA	-210	-215	-42	266	254	198	60	60	432	-697
SISMICA MAX PESO	755	779	1856	2147	2036	2169	2023	1015	1462	854
	672	676	496	503	511	519	529	2437	2438	
STATICA MAX FALDA	-223	-223	-107	88	77	33	-124	-70	594	
STATICA MAX PESO	953	985	2083	2710	2668	2666	2059	1556	2338	
SISMICA MAX FALDA	9	7	145	398	451	362	190	141	277	
SISMICA MAX PESO	1152	1179	2084	2582	2594	2574	2129	1031	1263	
	290	294	300	307	315	323	333	2974	2994	
STATICA MAX FALDA	339	344	684	813	828	795	678	307	795	
STATICA MAX PESO	2025	2066	4137	4608	4612	4557	4074	2275	2466	
SISMICA MAX FALDA	-294	-299	-778	-729	-696	-741	-767	839	24	
SISMICA MAX PESO	1241	1270	2387	2725	2743	2693	2353	1728	895	

Tabella 9 Reazioni assiali pali di fondazione – ‘SET-2’ – SLU-SLV

	3683	684	109	117	115	113	111	109	687	109
STATICA MAX FALDA	-302	-683	-638	-724	-933	-958	-932	-719	-534	-395
STATICA MAX PESO	2060	2406	2126	2126	2752	2834	2755	2130	1386	1524
	3811	837	107	99	101	103	105	107	840	107
STATICA MAX FALDA	-494	-934	-1104	-856	-1109	-1127	-1114	-849	-634	-493
STATICA MAX PESO	2149	2554	2166	2088	2766	2798	2762	2091	1400	1541
	3943	1516	89	97	95	93	91	89	1519	89
STATICA MAX FALDA	-468	-537	-1113	-658	-962	-1050	-1041	-705	-645	-506
STATICA MAX PESO	2505	2899	2388	2261	2809	2753	2735	2209	1440	1578
	4221	3609	87	79	81	83	85	87	3595	87
STATICA MAX FALDA	-535	287	-871	-398	-880	-1070	-1068	-567	-578	-452
STATICA MAX PESO	2685	2685	2026	2045	2239	2047	2087	1893	1213	1339
		3408	69	77	75	73	71	69	3408	69
STATICA MAX FALDA		256	-765	-659	-866	-1009	-1055	-814	-604	-488
STATICA MAX PESO		2210	1468	1996	2381	2211	2302	1901	1094	1210
		3272	3279	5154	4285	4270	4894	5311	3011	67
STATICA MAX FALDA		232	-699	-565	-424	-430	-521	-617	-673	-559
STATICA MAX PESO		2251	1608	2233	2843	2828	2776	2183	1513	1627
		3094	3101	2585	2599	2769	2935	3101	3094	3101
STATICA MAX FALDA		466	12	-256	-205	-181	-225	-251	-263	-143
STATICA MAX PESO		2787	2994	3035	3434	3442	3393	2994	2082	2202

Tabella 10 Reazioni assiali pali di fondazione – ‘SET-2’ – SLE

Per i set di combinazione ‘SET-1’ e ‘SET-2’ sopra definiti, le massime e minime azioni assiali risultano essere le seguenti (Tabella 11), valori positivi indicano azioni di compressione. Con tali azioni sono state eseguite le verifiche geotecniche e strutturali riportate dei pali riportate nei paragrafi 0 e 0.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Progetto IN17</td> <td style="width: 15%;">Lotto 12</td> <td style="width: 30%;">Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001</td> <td style="width: 10%;">Rev. A</td> <td style="width: 30%;">Foglio 18 di 45</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 18 di 45
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 18 di 45		

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLU1) – SET 1	549	-1411
STATICA MAX PESO (SLU2) – SET 1	4612	953
SISMICA MAX FALDA (SLV SISMA 1) – SET 1	377	-885
SISMICA MAX PESO (SLV SISMA 2) – SET 1	3399	839

Tabella 11 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLU-SLV

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 1	825	-880
STATICA MAX PESO (SLE RARA2) – SET 1	3433	725
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 2	1367	-99

Tabella 12 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLE

Le combinazioni di carico SET 2 sono state utilizzate esclusivamente per le verifiche a fessurazione dei pali in quanto le combinazioni di SET 1 corrispondono ad uno scenario eccezionale di carico in cui è presente la massima sottospinta idraulica in assenza dei carichi permanenti dell'edificio e della platea.

7.2.2 Determinazione sollecitazioni taglianti testa pali

Come indicato in precedenza, i pali sono sollecitati a taglio dalle coazioni che si generano in testa agli stessi per effetto delle azioni termiche e di ritiro agenti sulla platea di fondazione.

Per stimare i valori di queste azioni di taglio si calcola il valore di spostamento massimo della platea per effetto di azioni termiche e ritiro, ipotizzando una libera deformazione della stessa.

7.2.2.1 Calcolo azioni da ritiro sulla platea

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C30/37 classe N.



Concrete class	f _{ck} (Mpa)	30,7	N	concrete class	α _{ds1}	α _{ds2}	α
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019	S		3	0,13
linear coefficient of thermal expansion	α _{thermal}	=	1,00E-05	N		4	0,12
element thickness	s (mm)	=	800	R		6	0,11
exposed surfaces	n°	=	1	K_h value	h₀	k_h	
member's notional size α=2Ac/u h0	α (mm)	=	1600		100		1
relative humidity	UR%	=	75		200		0,85
age of concrete in days	t (gg)	=	54750		300		0,75
age at the beginning of drying shrinkage	t _s (gg)	=	2		>500		0,7
age of concrete at loading in days	t ₀ (gg)	=	2	parameters for E_{long term} calculation			
coefficient which depends on the type of ce	α _{ds1}	=	4	α1		0,932	
coefficient which depends on the type of ce	α _{ds2}	=	0,12	α2		0,980	
reference mean compressive strength	f _{cm0} (Mpa)	=	10	α3		0,951	
characteristic compressive strength	f _{ck} (Mpa)	=	30,71	α		0,000	
mean compressive strength	f _{cm} (Mpa)	=	38,71	t ₀ (modified)		2,000	
coefficient for UR%	β _{RH}	=	0,896	φ _{RH}		1,195	
basic drying shrinkage strain	ε _{cd0}	=	3,16E-04	β(t ₀)		0,801	
drying shrinkage strain - time effect	β _{ds} (t, t _s)	=	0,955	β(f _{cm})		2,700	
coefficient depending on the notional size	k _h	=	0,7			1500	
drying shrinkage strain x1000	ε _{cd} (t)	=	0,2113			1426	
autogenous shrinkage strain-time effect	β _{as} (t)	=	1,0000	β _H		1426	
autogenous shrinkage strain - infinity	ε _{ca} (∞)	=	5,18E-05	φ ₀		2,585	
autogenous shrinkage strain x1000	ε _{ca} (t)	=	0,0518	β _c (t, t ₀)		0,992	
total shrinkage strain x1000	ε_{cs}(t, t_s)	=	0,2630	φ(t, t ₀)		2,565	
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	7,38	E_{cm}(t, t₀)		9,263	

Tabella 13 Determinazione azioni da ritiro sui pali FA04

Si ottiene un valore di azione termica equivalente pari a 7.38°.

7.2.2.2 Azioni termiche sulla platea

In accordo al §3.5.5 delle NTC2008, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza, come nel caso in esame, è possibile considerare un valore di ΔT_u per strutture protette pari a ±10 °C. L'assunzione risulta giustificata dal fatto che al di sopra del solettone sono presenti circa 80 cm di finitura.

In accordo, inoltre, con il §4.1.1.1 delle NTC2008, per la determinazione degli effetti delle azioni termiche e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidzze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidzza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidzza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidzze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Nei calcoli a seguire si ridurranno quindi gli effetti delle azioni termiche e del ritiro, ipotizzando una riduzione del 50% allo stato limite ultimo e del 75% allo stato limite di esercizio.

$$\Delta T_{\text{ridotto}}(\text{SLE}) = \pm 10^{\circ}\text{C} \cdot 0.75 = 7.5^{\circ}\text{C}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 20 di 45

$$\Delta T_{ridotto}(SLU) = \pm 10^{\circ}C \cdot 1.5 \cdot 0.5 = 7.5^{\circ}C$$

$$\Delta T_{ritiro_{ridotto}}(SLE) = \pm 7.4^{\circ}C \cdot 0.75 = 5.55^{\circ}C$$

$$\Delta T_{ritiro_{ridotto}}(SLU) = \pm 7.4^{\circ}C \cdot 1.2 \cdot 0.5 = 4.5^{\circ}C$$

Gli effetti della termica e del ritiro sono quindi equivalenti in esercizio e allo stato limite ultimo.

Considerando la presenza di giunti di contrazione in direzione longitudinale, le massime distanze tra i pali, nelle due direzioni sono:

$$L_L = 27.30m$$

$$L_T = 27.04m$$

Si calcolano a seguire i massimi spostamenti dovuti all'azione termica ed al ritiro ad una distanza pari a $L_L/2$ e $L_T/2$ dagli assi di mezzzeria del concio di platea.

$$\Delta s_L = \alpha \frac{\Delta L_L}{2} (\Delta T_{ridotto} + \Delta T_{ritiro_{ridotto}}) = 1.78 \text{ mm}$$

$$\Delta s_T = \alpha \frac{\Delta L_T}{2} (\Delta T_{ridotto} + \Delta T_{ritiro_{ridotto}}) = 1.76 \text{ mm}$$

$$\Delta s = \sqrt{\Delta s_T^2 + \Delta s_L^2} = 2.50 \text{ mm}$$

Il calcolo dei valori di spostamento si ritiene cautelativo in quanto vengono completamente trascurati gli effetti dell'attrito tra platea e terreno e il contributo di rigidità dei pali.

7.2.3 Determinazione sollecitazioni taglianti e flettenti sui pali di fondazione

Noti i valori di spostamento in testa ai pali, per effetto delle azioni termiche e di ritiro, lo studio del comportamento del singolo palo, soggetto ad uno spostamento imposto alla testa impedita di ruotare, permette di determinare le sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il fusto del palo.

Tale studio è effettuato utilizzando le note correlazioni proposte da Matlock & Reese, che si ritengono applicabili, considerati i valori di spostamento calcolati che sono inferiori a 1 cm e, quindi, tali da mantenere la risposta palo terreno in campo sostanzialmente elastico.

La deformata elastica del palo immerso nel terreno è dato dalla seguente espressione:

$$EJ \frac{d^4 Y}{dx^4} + E_s Y = 0$$

dove:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 21 di 45

EJ = rigidezza flessionale del palo

Y = spostamento del palo alla profondità z da p.c.

$E_s = k_h z$ = modulo di reazione orizzontale del terreno

k_h = gradiente del modulo orizzontale con la profondità

L'equazione differenziale può essere risolta con il metodo delle differenze finite, calcolando i parametri adimensionali che sono riportati per diverse leggi di variazione di E_s con la profondità z . I valori delle grandezze adimensionali sono funzione della legge di variazione del modulo di reazione orizzontale del terreno con la profondità e della flessibilità del palo.

Mediante le relazioni sopra riportate, imposti i valori di spostamento in testa palo determinati al precedente § 7.2.2.2, si è provveduto a calcolare il momento flettente e il taglio a quota testa pali e lungo il fusto.

La tabella dei coefficienti adimensionali nel caso di modulo E_s costante con la profondità è di seguito riportata

A_y	A_s	A_m	A_v	B_y	B_s	B_m	B_v
1,412	-0,998	0,000	1,000	0,998	-1,412	1,000	0,000
1,313	-0,993	0,093	0,864	0,861	-1,313	0,995	-0,093
1,214	-0,980	0,173	0,738	0,735	-1,214	0,981	-0,173
1,117	-0,959	0,240	0,621	0,618	-1,117	0,960	-0,240
1,022	-0,932	0,297	0,514	0,512	-1,022	0,933	-0,297
0,930	-0,900	0,343	0,416	0,414	-0,930	0,901	-0,343
0,842	-0,864	0,380	0,328	0,326	-0,842	0,865	-0,380
0,758	-0,824	0,409	0,248	0,246	-0,758	0,825	-0,409
0,677	-0,783	0,430	0,176	0,174	-0,677	0,783	-0,430
0,601	-0,739	0,444	0,112	0,110	-0,601	0,739	-0,444
0,529	-0,694	0,452	0,056	0,054	-0,529	0,694	-0,452
0,400	-0,603	0,453	-0,037	-0,039	-0,400	0,603	-0,453
0,288	-0,514	0,438	-0,106	-0,107	-0,288	0,514	-0,438
0,194	-0,429	0,412	-0,154	-0,155	-0,194	0,428	-0,412
0,116	-0,350	0,378	-0,185	-0,185	-0,116	0,349	-0,378
0,054	-0,278	0,339	-0,201	-0,202	-0,054	0,277	-0,339
-0,047	-0,134	0,236	-0,200	-0,201	0,047	0,134	-0,236
-0,088	-0,040	0,144	-0,164	-0,165	0,088	0,039	-0,144
-0,093	0,014	0,074	-0,118	-0,118	0,093	-0,014	-0,074
-0,079	0,038	0,026	-0,074	-0,074	0,079	-0,030	-0,026
-0,059	0,043	-0,002	-0,040	-0,040	0,059	-0,043	0,002
-0,038	0,038	-0,016	-0,016	-0,016	0,038	-0,038	0,016
0,000	-0,002	0,000	0,000	-0,002	-0,003	0,000	0,000

Tabella 14 Coefficienti adimensionali Matlock & Reese

Nel caso di modulo E_s variabile con la profondità, come nella situazione in esame, l'analisi viene effettuata facendo riferimento ad un modulo medio calcolato tra la profondità della testa del palo z_t e $z_t + 3 \div 4$ volte il diametro del palo,. Le profondità suddette sono riferite al p.c. originario.

A partire dalle massime sollecitazioni taglienti riportate in Tabella 15 si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni flettenti quota testa e lungo il fusto del palo. I risultati di tali calcoli sono mostrati di seguito.



Dati pali

D (m)	Ep (KPa)	Lpalo (m)	Ip (m ⁴)	Ap (m ²)
1	31475806,21	28	0,0491	0,79

Z _{T D.A.P.C.} (m)	Z _{T+4D}	Z _{medio}	K _{si} (kN/m ³)	Es (kPa)	L _{fuori-terra} (m)
7	11	9	12000	108000	0

T	Z	L _{fuori terra} /T
1,94	14,40	0,000

Massime azioni in testa al palo - Palo Tipo B

H	375,0	kN
M	-515,4	kNm

Azioni nella sezione a quota z= 3,9 dalla testa del palo

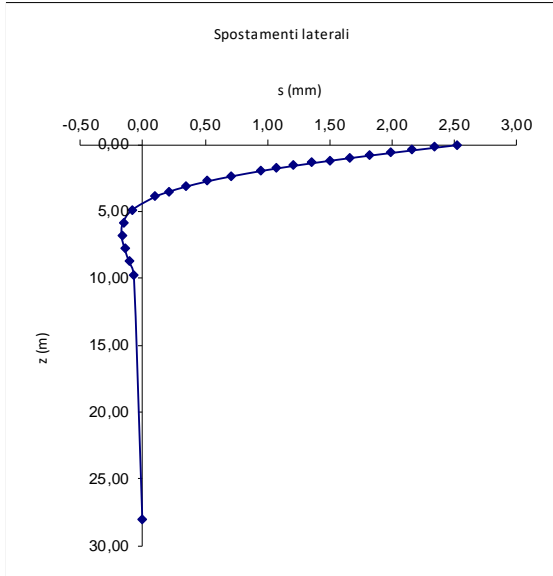
H	14,5	kN
M	104,4	kNm

Z	z (m)	Ay	As	Am	Av	By	Bs	Bm	Bv	s (mm)	θ (rad)	M (kNm)	H (kN)
0,0	0,00	1,412	-0,998	0,000	1,000	0,998	-1,412	1,000	0,000	2,52	0,0000	-515,4	375,0
0,1	0,19	1,313	-0,993	0,093	0,864	0,861	-1,313	0,995	-0,093	2,34	-0,0001	-445,0	348,6
0,2	0,39	1,214	-0,980	0,173	0,738	0,735	-1,214	0,981	-0,173	2,17	-0,0002	-379,5	322,6
0,3	0,58	1,117	-0,959	0,240	0,621	0,618	-1,117	0,960	-0,240	1,99	-0,0003	-319,8	296,5
0,4	0,78	1,022	-0,932	0,297	0,514	0,512	-1,022	0,933	-0,297	1,82	-0,0004	-264,3	271,5
0,5	0,97	0,930	-0,900	0,343	0,416	0,414	-0,930	0,901	-0,343	1,66	-0,0004	-214,3	246,9
0,6	1,17	0,842	-0,864	0,380	0,328	0,326	-0,842	0,865	-0,380	1,50	-0,0005	-168,7	223,7
0,7	1,36	0,758	-0,824	0,409	0,248	0,246	-0,758	0,825	-0,409	1,35	-0,0005	-127,0	201,4
0,8	1,56	0,677	-0,783	0,430	0,176	0,174	-0,677	0,783	-0,430	1,21	-0,0005	-90,0	180,0
0,9	1,75	0,601	-0,739	0,444	0,112	0,110	-0,601	0,739	-0,444	1,07	-0,0006	-57,1	159,7
1,0	1,94	0,529	-0,694	0,452	0,056	0,054	-0,529	0,694	-0,452	0,94	-0,0006	-28,1	140,8
1,2	2,33	0,400	-0,603	0,453	-0,037	-0,039	-0,400	0,603	-0,453	0,71	-0,0006	19,5	106,2
1,4	2,72	0,288	-0,514	0,438	-0,106	-0,107	-0,288	0,514	-0,438	0,51	-0,0006	54,5	76,3
1,6	3,11	0,194	-0,429	0,412	-0,154	-0,155	-0,194	0,428	-0,412	0,35	-0,0005	79,8	51,5
1,8	3,50	0,116	-0,350	0,378	-0,185	-0,185	-0,116	0,349	-0,378	0,21	-0,0005	95,8	30,8
2,0	3,89	0,054	-0,278	0,339	-0,201	-0,202	-0,054	0,277	-0,339	0,10	-0,0004	104,4	14,5
2,5	4,86	-0,047	-0,134	0,236	-0,200	-0,201	0,047	0,134	-0,236	-0,08	-0,0003	103,0	-12,4
3,0	5,83	-0,088	-0,040	0,144	-0,164	-0,165	0,088	0,039	-0,144	-0,16	-0,0002	84,9	-23,3
3,5	6,81	-0,093	0,014	0,074	-0,118	-0,118	0,093	-0,014	-0,074	-0,17	-0,0001	61,2	-24,6
4,0	7,78	-0,079	0,038	0,026	-0,074	-0,074	0,079	-0,030	-0,026	-0,14	0,0000	34,4	-20,9
4,5	8,75	-0,059	0,043	-0,002	-0,040	-0,040	0,059	-0,043	0,002	-0,11	0,0000	20,7	-15,5
5,0	9,72	-0,038	0,038	-0,016	-0,016	-0,016	0,038	-0,038	0,016	-0,07	0,0000	7,9	-10,2
14,4	28,00	0,000	-0,002	0,000	0,000	-0,002	-0,003	0,000	0,000	0,00	0,0000	0,0	0,0

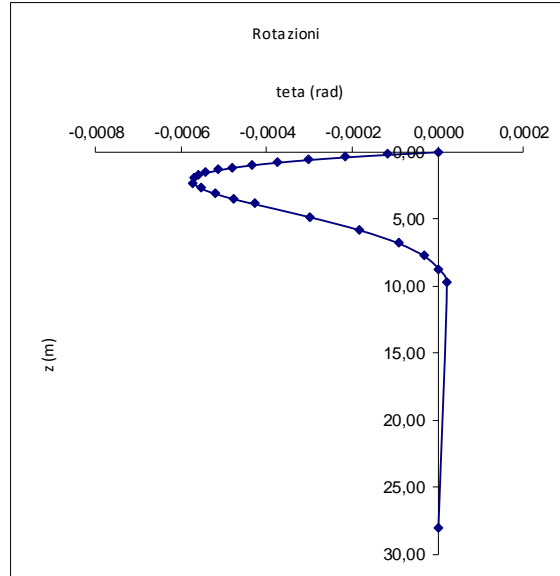
Tabella 15 Determinazioni azioni flettenti quota testa e lungo fusto palo



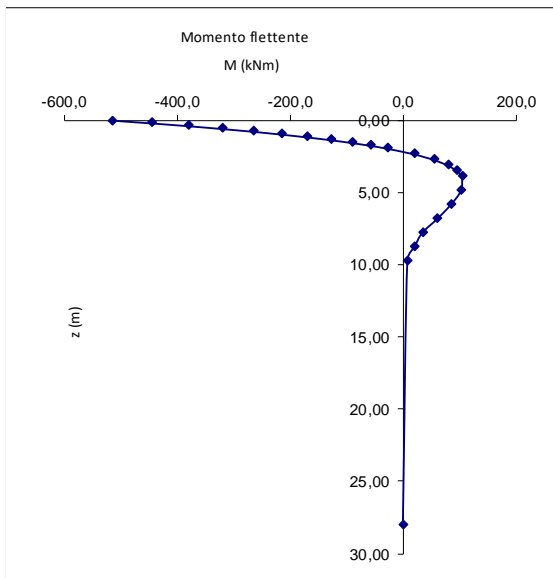
Spostamento laterale lungo l'asse del palo



Rotazione lungo l'asse del palo



Andamento del momento flettente



Andamento del taglio

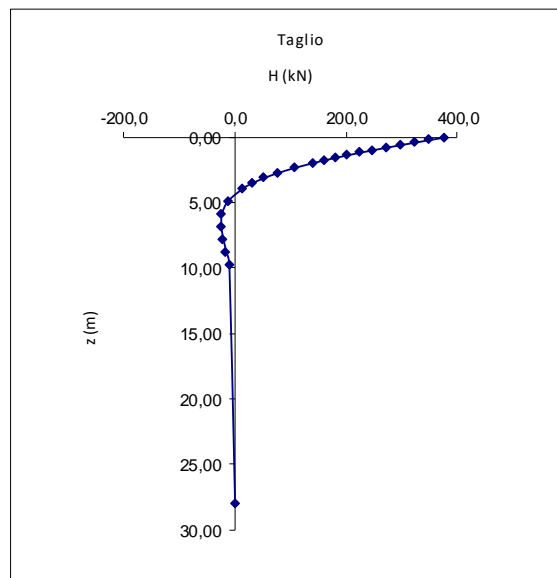


Figura 6 Distribuzione spostamenti ed azioni flettenti e taglianti lungo il fusto dei pali



Coefficienti parziali	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
SLE - rara	375	-516
SLU	375	-516

Tabella 16 Massime sollecitazioni - sezione di testa palo

Coefficienti parziali	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
SLE - rara	16	21
SLU	16	21

Tabella 17 Massime sollecitazioni – fusto palo

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 25 di 45

8 VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

8.1 Riepilogo sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni di verifica per tipologia di palo desunte dalle analisi condotte al § 7 sono riassunte nelle tabelle seguenti, valori positivi dell'azione assiale indica compressione. Esse si riferiscono alla quota di testa palo dove si prevede il quantitativo maggiore di armatura.

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLU1) – SET 1	549	-1411
STATICA MAX PESO (SLU2) – SET 1	4612	953
SISMICA MAX FALDA (SLV SISMA 1) – SET 1	377	-885
SISMICA MAX PESO (SLV SISMA 2) – SET 1	3399	839

Tabella 18 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLU-SLV

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 1	825	-880
STATICA MAX PESO (SLE RARA2) – SET 1	3433	725
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 2	1367	-99

Tabella 19 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLE

Comb.	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)	V _{max} (kN/palo)	M _{max} (kNm/palo)
SLE RARA1 – 'SET-1'	825	-880	375	516
SLE RARA2 – 'SET-1'	3433	725	375	516
SLE RARA1 – 'SET-2'	1367	-99	375	516
SLU1 – 'SET-1'	-549	-1411	375	516
SLU2 – 'SET-1'	4612	953	375	516
SLV SISMA 1 – 'SET-1'	377	-885	375	516
SLV SISMA 2 – 'SET-1'	3399	839	375	516

Tabella 20 - Sollecitazioni di progetto a quota testa pali

Per le porzioni di palo dove si prevede l'utilizzo della sola armatura corrente, le sollecitazioni di progetto sono riassunte nella seguente tabella. Si rimanda alla sezione §0 per maggiori informazioni sulle verifiche strutturali.



Comb.	Nmax (kN/palo)	Nmin (kN/palo)	Vmax (kN/palo)	Mmax (kNm/palo)
SLE RARA1 – 'SET-1'	825	-880	16	21
SLE RARA2 – 'SET-1'	3433	725	16	21
SLE RARA1 – 'SET-2'	1367	-99	16	21
SLU1 – 'SET-1'	-549	-1411	16	21
SLU2 – 'SET-1'	4612	953	16	21
SLV SISMA 1 – 'SET-1'	377	-885	16	21
SLV SISMA 2 – 'SET-1'	3399	839	16	21

Tabella 21 - Sollecitazioni di progetto armatura corrente

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 27 di 45

8.2 Verifiche geotecniche dei pali di fondazione

Ai fini del progetto delle fondazioni, sono stati considerati sia gli stati limite di esercizio (SLE) sia gli stati limite ultimi (SLU). In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera. Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

8.2.1 Verifica dei pali nei confronti dei carichi verticali

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo $R_{cd} = R_k / \gamma_R$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI. La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in Tabella 22 (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione R_{tk}) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 22 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 28 di 45

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

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

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

Tabella 23 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Per il calcolo della palificata in esame sono state considerate No. 4 verticali di indagine condotte nelle immediate vicinanze dell'opera e considerato il valore $\xi_4 = 1.42$. Tale scelta si considera a favore di sicurezza in quanto nella definizione della stratigrafia di progetto non si è tenuto conto dell'intervento di consolidamento del terreno di fondazione con colonne di jet-grouting.

8.2.1.1 Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di compressione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di compressione risulta:

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d} - W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} - W'_d,$$

Dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$R_{b,k} = \frac{A_b \cdot q_b}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza di base;}$$

$$W'_d = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

In aggiunta alle verifiche previste dalle NTC 2018 verrà controllato (vedasi: Manuale di progettazione delle opere civili RFI - Parte II - Sez.2 - Ponti e strutture – par. 2.5.1.9.3) di avere in esercizio un adeguato margine di sicurezza rispetto alla portanza laterale ovvero:

$$R_{c,cal,LAT} / 1.25 > N_{ag}$$

dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo.

8.2.1.2 Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di trazione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di trazione risulta:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 29 di 45

$$R_{t,d} = R_{s,d} + W'_{d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + W'_{d},$$

Dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale};$$

$$W'_{d} = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

8.2.1.3 Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Ql = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Con riferimento alle raccomandazioni AGI '84, per i depositi incoerenti, la capacità portante laterale dei pali in questo caso viene valutata con la seguente relazione:

$$\tau_{us} = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma'_v$$

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

dove μ è pari alla tangente dell'angolo di attrito, q_a è nulla in terreni non coesivi e k è pari a 0.6 per pali trivellati.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot cu \leq \tau_{\lambda, \max}$$

Dove:

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $cu \leq 25\text{kPa}$;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq cu \leq 50\text{kPa}$;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq cu \leq 75\text{kPa}$;

$\alpha = 0.40$ per $cu \geq 75\text{kPa}$.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 30 di 45

8.2.1.4 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

σ'_v = tensione verticale efficace

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

8.2.1.5 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_P$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione (= $\gamma_{st} \cdot \xi_3$).

8.2.1.6 Determinazione capacità portante

Le curve di capacità portante dei pali trivellati sono definite a partire dalla stratigrafia seguente in funzione dello spessore di ricoprimento degli strati superficiali.



GALLERIA ARTIFICIALE GA01

FABBRICATO FA04- VERIFICA PALI TRIVELLATI 1000 mm L=28 m

Inserisci stratigrafia

Stratigrafia e parametri geotecnici

Dati di input		
Diametro palo	1	m
Sovraccarico efficace	25	kPa
HW da testa palo	0	m
γ acqua	9,81	kN/m ³
Δz palo da p.c. originario	7	m
N° diametri per qb	4	(-)
L palo fuori terra	0	(m)
Peso calcestruzzo	25	kN/m ³
Pressione max sul cis.	10	MPa

Legenda tipo di terreno:	
SL	Sabbia limosa
S	Sabbia
G	Ghiaia o sabbie ghiaiose
A	Materiali coesivi

Verticali di indagine	ξ_3	ξ_4
1	1,70	1,7

Scelta di ξ	ξ
4	1,7

Caratteristiche del terreno											Calcola Nq		
(massimo 10 strati)													
Profondità (m)	Strato	Terreno	γ_{tot}	Nspt		c_u (kPa)		Δz	ϕ°		Nq		
da	a	No.	(S,SL,G,A)	kN/m3	da	a	da	a	(m)	da	a	da	a
0,0	7,0	1	G	20,0					0,50	38	38	23	23
7,0	16,5	2	S	20,0					0,50	38	38	23	23
16,5	21,5	3	SL	20,0					0,50	28	28	7	7
21,5	35,0	4	S	20,0					0,50	38	38	23	23
35,0													
0,0													
0,0													
0,0													
0,0													
0,0													
Numero di strati =	4,0												

N.B. La quota zero di riferimento è la testa del palo: le profondità degli strati vanno riferite alla testa del palo

Tabella 24 Stratigrafia di progetto per calcolo capacità portante a carichi verticali

Le curve di capacità portante sono riportate nel seguente grafico, per pali di diametro 1000 mm, per la stratigrafia sopra definita (Tabella 24).

Le verifiche nei confronti delle azioni di compressione e di trazione risultano soddisfatte prevedendo una lunghezza dei pali pari a 28m (Figura 7).

FABBRICATO FA04
Capacità portante pali trivellati - Diametro 1000 mm
(Metodo AGI)

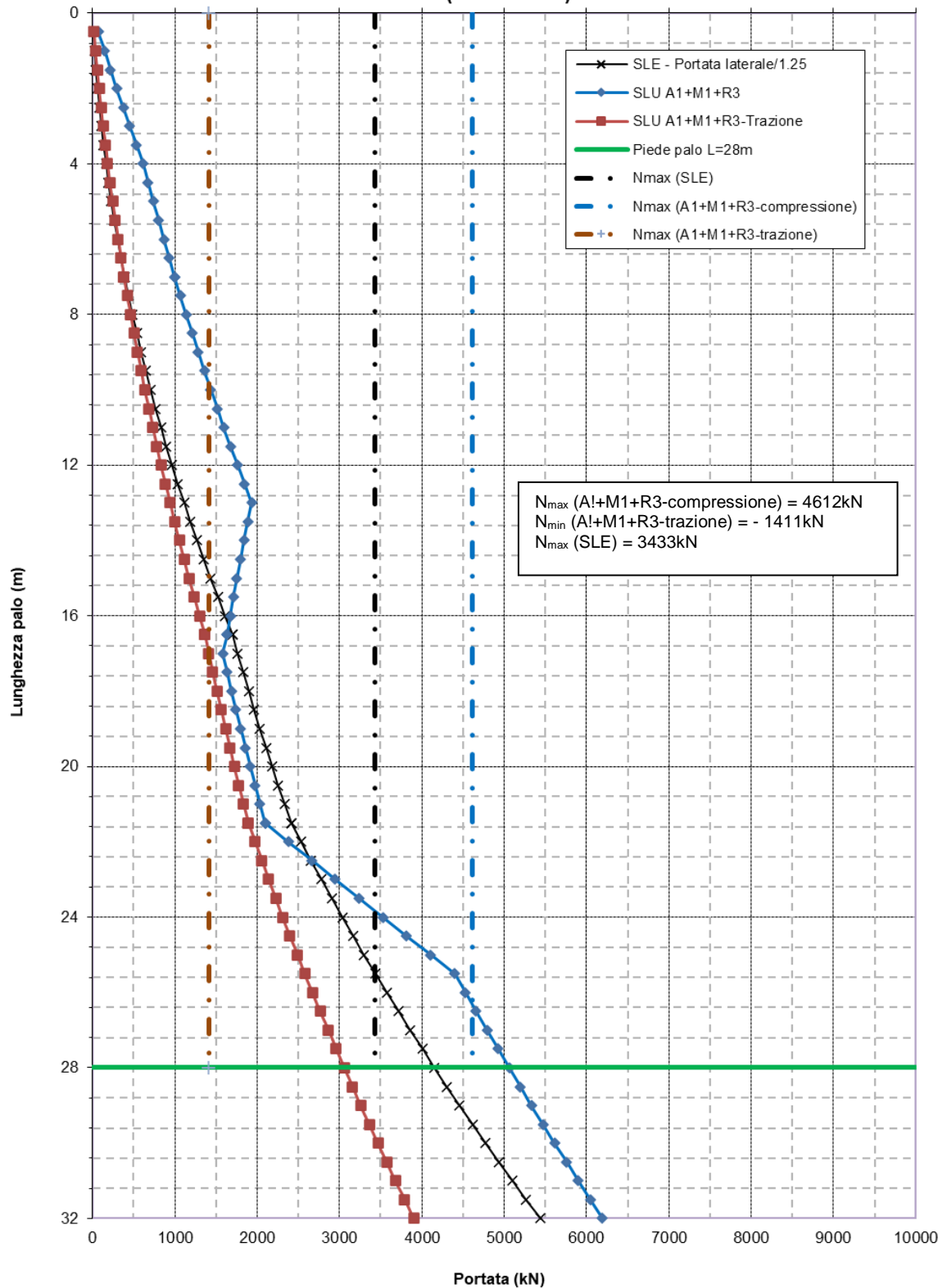


Figura 7 Capacità portante Pali 28m D=1.0m

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A Foglio 33 di 45

8.2.1.7 Determinazione rigidità assiale dei pali

Sulla base della sostanziale equivalenza stratigrafica e dei carichi applicati, per i pali di fondazione del fabbricato FA04 si adotta lo stesso valore di rigidità calcolato per i pali del fabbricato FA03, pari a 600000kN/m. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo specifica IN1712EI2 CL TR 04 0 0 001.

8.2.2 Verifica dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV, pari a 1.42 nel caso in esame). Nel caso in esame si ha un coefficiente complessivo pari a $1.42 \times 1.3 = 1.846$.

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 25 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

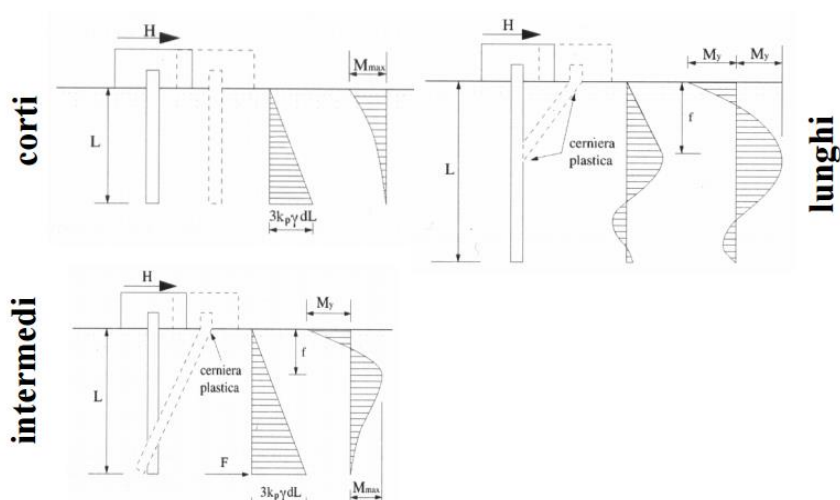
8.2.2.1 Caso generale – Teoria di Broms

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

$$\begin{aligned}
 \text{Palo corto:} \quad H &= 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 \\
 \text{Palo intermedio:} \quad H &= \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \\
 \text{Palo lungo:} \quad H &= k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}
 \end{aligned}$$

Dove, oltre ai termini già definiti, k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo (H_{Ed}). Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \gamma_T) > H_{Ed}$$

dove:

H_{lim} = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Nel caso in esame i pali analizzati sono classificabili come pali lunghi.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 35 di 45

8.2.2.2 Determinazione del carico limite orizzontale

Nella tabella seguente è riportato il valore del carico limite determinato applicando i criteri illustrati nei paragrafi precedenti.

PALI Φ 1000 <u>Calcolo del carico trasversale limite</u> Terreni incoerenti (Broms 1964)		CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO $H_{1,1}$: (13.44) $H_{1,medio}$ 51907,9 [kN] $H_{1,minimo}$ 51907,9 [kN]	$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$
		CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO $H_{2,2}$: (13.46) $H_{2,medio}$ 17374,5 [kN] $H_{2,minimo}$ 17374,5 [kN]	$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$
		CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO $H_{3,3}$: (13.47) $H_{3,medio}$ 1342,5 [kN] $H_{3,minimo}$ 1342,5 [kN]	$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$
DATI GEOMETRICI: Lunghezza del palo L 28 [m] Diametro del palo D_{palo} 1 [m] Momento di plasticizzazione M_y 2014,0 [kNm]		DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO: F 4,5 [m] H_{medio} 1342,5 [kN] PALO LUNGO H_{minimo} 1342,5 [kN] PALO LUNGO	
DATI GEOTECNICI: Peso per unità di volume γ 10,5 [kN/m ³] Angolo attrito medio φ_{medio} 38 [°] Coefficiente di spinta passiva medio $k_{p,medio}$ 4,20 [-] Angolo attrito minimo φ_{minimo} 38 [°] Coefficiente di spinta passiva minimo $k_{p,minimo}$ 4,20 [-]		CARICO TRASVERSALE ULTIMO: $H_k = \text{Min}\{H_{med}/\xi_3, H_{min}/\xi_4\}$ H_k 866,1 [kN]	
VERTICALI INDAGATE: numero di verticali indagate n° 4 fattore di correlazione ξ_3 1,55 fattore di correlazione ξ_4 1,42		$H_d = H_k / \gamma_T$ γ_T 1,3 [-] H_d 666,2 [kN] H_{agente} 375,0 [kN]	
		VERIFICA: VERIFICATO ξ 1,777	

Tabella 26 Determinazione carico limite orizzontale pali FA04

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 36 di 45

8.3 Verifiche strutturali dei pali

Utilizzando i criteri esposti nei paragrafi precedenti, con le sollecitazioni di progetto riportate nelle precedenti tabelle sono state eseguite le verifiche SLU e SLE e calcolate le armature previste. I risultati delle verifiche sono riportati di seguito. L'armatura prevista è riassunta in Tabella 27.

Armature pali	
Diametro palo	1.0m
Copriferro	6cm
Armatura corrente	20Ø24
Armatura aggiuntiva testa palo	20Ø20
Armatura a taglio	spirale Ø12/10-20

Tabella 27 Armature pali di fondazione

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione con riferimento alla Tab. 4.1.III delle NTC08 in base alla classe di esposizione del calcestruzzo si qualifica la "Condizione ambientale".

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 28 Condizioni ambientali

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 29 Condizioni ambientali e apertura delle fessure

Dove $w_1 = 0.2$ mm; $w_2 = 0.3$ mm; $w_3 = 0.4$ mm.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR 04 0 0 001

Rev.
A

Foglio
37 di 45

Nell'ambito della verifica a fessurazione si controlla con metodo diretto che l'apertura delle fessure sia inferiore a quella limite prevista dalla norma per condizioni ambientali ordinarie corrispondenti alla classe di esposizione XC2 e armature poco sensibili. Con riferimento alle indicazioni del MdP RFI, per i pali si utilizza un limite di apertura delle fessure comunque non superiori a 0.2 mm.

8.3.1 Sezione di testa palo

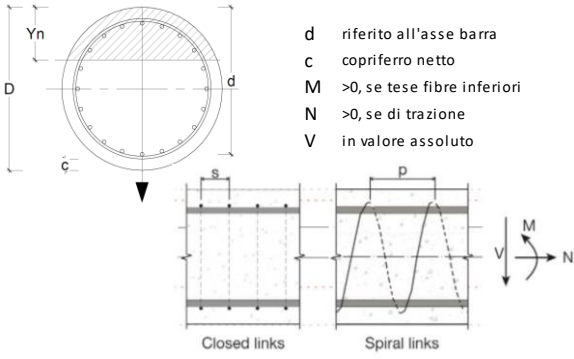
geometria					sollecitazioni e risultati		verifica DM08							
sezione trasversale					SLE		SLU							
D	c	d	passo	interferro	M _{EK}	516,0 [kNm]	M _{Ed}	516,0 [kNm]						
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N _{EK}	880,0 [kN]	N _{Ed}	1411,0 [kN]						
100	6,0	91,6	13,1	10,7	presso-flessione		V _{Ed}	375,0 [kN]						
armatura longitudinale					M _{cr}	174,8 [kNm]	presso-flessione							
n _{barre}	φ	r _i	A _{sl}	c _i	quota asse neutro		M _{Rd}	1656,9 [kNm]						
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	y _n	24,38 [cm]	FS	3,21						
20	24	41,6	90,48	8,40	tensioni e fessure		taglio							
20	20	41,80	62,83	8,20	σ _{c,min}	-4,9 [MPa]	V _{Rdc}	3,5 [kN]						
					σ _{s,min}	-48,4 [MPa]	predisporre armatura a taglio							
					σ _{s,max}	201,7 [MPa]								
armatura a taglio														
Tipo	φ	p	A _{sw}											
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]											
spirale	12	10	2,26											
materiali					legenda									
calcestruzzo			acciaio											
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]											
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ _s	1,15											
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]											
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]											
f _{cd}	14,1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]											
v	0,5	valori limite												
ε _{c2}	2,0 [‰]	0,55	13,7 [MPa]											
ε _{cu2}	3,5 [‰]	0,75	337,5 [MPa]											
α _e	15,0	W _{k,lim}	0,2 [mm]											
k _t	0,6						α _{cc}	coeff. effetti a lungo termine						
k ₁	0,8						v	coeff. riduzione resistenza bielle						
k ₃	3,4						α _e	=E _s /E _c						
k ₄	0,425						k _t	0,6 azioni di breve durata						
							k ₁	0,4 azioni di lunga durata						
							k ₁	0,8 barre aderenza migliorata						
							k ₂	1,6 barre lisce						
							k ₂	0,5 flessione						
									(ε ₁ +ε ₂)/2ε ₁ trazione eccentrica					
									1 trazione pura					
							k ₃	3,4						
							k ₄	0,425						
							σ	>0 se di trazione						

Tabella 30 'SET-1' Massima trazione – Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,6	13,1	10,7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	r_i	A_{sl}	c_i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	24	41,6	90,48	8,40
20	20	41,30	62,83	8,70
armatura a taglio				
Tipo	ϕ	p	A_{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	10	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 516,0 [kNm]	M_{Ed} 516,0 [kNm]
N_{Ek} -3433,0 [kN]	N_{Ed} -4612,0 [kN]
presso-flessione	presso-flessione
M_{cr} 759,4 [kNm]	M_{Rd} 2578,7 [kNm]
quota asse neutro	FS 5,00
y_n 95,01 [cm]	taglio
tensioni e fessure	V_{Rdc} 443,3 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -7,1 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -97,5 [MPa]	V_{Rds} 918,5 [kN]
$\sigma_{s,max}$ -3,8 [MPa]	V_{Rdmax} 1939,2 [kN]
	θ 30,0 [°]
	sezione duttile
	ai 64,6 [cm]
k_2 0,5	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	
$S_{r,max}$ - [cm]	
w_k - [mm]	

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A_{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	30 [°]
$\theta_{calcolato}$	21,9 [°]
θ_{inf}	21,8 [°]
θ_{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R_{ck} 30 [MPa]	f_{yk} 450 [MPa]
f_{ck} 24,9 [MPa]	γ_s 1,15
γ_c 1,5	f_{yd} 391,3 [MPa]
α_{cc} 0,85	E_s 200000 [MPa]
f_{cd} 14,1 [MPa]	ϵ_{uk} 75 [%]
v 0,5	
ϵ_{c2} 2,0 [%]	
ϵ_{cu2} 3,5 [%]	
α_e 15,0	
k_t 0,6	
valori limite	
k_1 0,8	0,55 13,7 [MPa]
k_3 3,4	0,75 337,5 [MPa]
k_4 0,425	$w_{k,lim}$ 0,2 [mm]

legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>
	<p>α_{cc} coeff. effetti a lungo termine</p> <p>v coeff. riduzione resistenza bielle</p> <p>$\alpha_e = E_s/E_c$</p> <p>k_t 0,6 azioni di breve durata</p> <p>0,4 azioni di lunga durata</p> <p>k_1 0,8 barre aderenza migliorata</p> <p>1,6 barre lisce</p> <p>k_2 0,5 flessione</p> <p>$(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2 \epsilon_1$ trazione eccentrica</p> <p>1 trazione pura</p> <p>k_3 3,4</p> <p>k_4 0,425</p> <p>σ >0 se di trazione</p>

Tabella 31 'SET-1' Massima compressione – Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,6	13,1	10,7
armatura longitudinale				
nbarre	φ	r _i	A _{sl}	c _i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	24	41,6	90,48	8,40
20	20	41,80	62,83	8,20
armatura a taglio				
Tipo	φ	p	A _{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	10	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek}	516,0 [kNm]
N _{Ek}	100,0 [kN]
presso-flessione	
M _{cr}	280,9 [kNm]
quota asse neutro	
y _n	33,46 [cm]
tensioni e fessure	
σ _{c,min}	-5,5 [MPa]
σ _{s,min}	-62,1 [MPa]
σ _{s,max}	143,4 [MPa]
k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	0,40 [%]
S _{r,max}	36,3 [cm]
w _k	0,15 [mm]
M _{Ed}	516,0 [kNm]
N _{Ed}	1411,0 [kN]
V _{Ed}	375,0 [kN]
presso-flessione	
M _{Rd}	1656,9 [kNm]
FS	3,21
taglio	
V _{Rdc}	3,5 [kN]
predisporre armatura a taglio	
V _{Rds}	918,5 [kN]
V _{Rdmax}	1939,2 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione duttile	
ai	59,1 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A _{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	30 [°]
θ _{calcolato}	21,9 [°]
θ _{inf}	21,8 [°]
θ _{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R _{ck}	30 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]
γ _c	1,5
α _{cc}	0,85
f _{cd}	14,1 [MPa]
v	0,5
ε _{c2}	2,0 [%]
ε _{cu2}	3,5 [%]
α _e	15,0
k _t	0,6
k ₁	0,8
k ₃	3,4
k ₄	0,425
f _{yk}	450 [MPa]
γ _s	1,15
f _{yd}	391,3 [MPa]
E _s	200000 [MPa]
ε _{uk}	75 [%]
valori limite	
	0,55
	13,7 [MPa]
	0,75
	337,5 [MPa]
	0,2 [mm]

legenda	
	d riferito all'asse barra
	c copriferro netto
	M >0, se tese fibre inferiori
	N >0, se di trazione
	V in valore assoluto
	α _{cc} coeff. effetti a lungo termine
	v coeff. riduzione resistenza bielle
	α _e = E _s /E _c
	k _t 0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
	k ₁ 0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
	k ₂ 0,5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε ₁ trazione eccentrica
	1 trazione pura
	k ₃ 3,4
	k ₄ 0,425
	σ >0 se di trazione

Tabella 32 'SET-2' – Verifica a fessurazione SLE

Verifica a taglio di una sezione circolare secondo EN 1992-1-1:2004/E / Bollettino CEB n. 137 All. 5

geometria	
sezione trasversale - rettangolo equivalente	
base	b _e = 90 cm
altezza	h _e = 70,6 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 6 cm
altezza utile	d = 64,6 cm
braccio coppia interna	z = 70,5 cm
armatura a taglio	
tipo di armatura	-> spirale
diametro	φ = 12 mm
coefficiente correttivo	λ ₁ = 0,85
area	A _{sw} = 226,2 mm ²
area massima - 6.12 - EC2	A _{sw,m} = 811,3 mm ²
distanza tra due creste	p = 10 cm
coefficiente correttivo	λ ₂ = 1,00
	r _{sw} = 43,4 cm
armatura longitudinale tesa	
area totale	A _{sl,e} = 76,7 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f _{ck} = 24,9 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _c = 1,5
coeff. effetti a lungo termine	α _{cc} = 0,85
tensione di calcolo	f _{cd} = 14,1 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v = 0,5
tensione di calcolo - trazione	f _{ctd} = 1,2 MPa
acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f _{yk} = 450,0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _s = 1,15
tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} = 391,3 MPa

legenda	
	[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement
	[A] - section considered
sollecitazioni e verifiche	
taglio	V _{Ed} = 375 kN
azione assiale	N _{Ed} = 1411 kN
azione assiale di precompressione	N _{Ed,cp} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V _{Rdc} = 3,5 kN
resistenza armatura a taglio	V _{Rds} = 918,5 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V _{Rdmax} = 1939,2 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 30,0 °
2 A _{SW,MAX} f _{ywd} sen(a) / b _w s alfa _{cw} n ₁ f _{cd}	0,28
sezione duttile	
traslazione armatura long.	ai = 59,051052 cm

Tabella 33 - Verifica a sollecitazioni taglianti SLU

8.3.2 Sezione armatura corrente

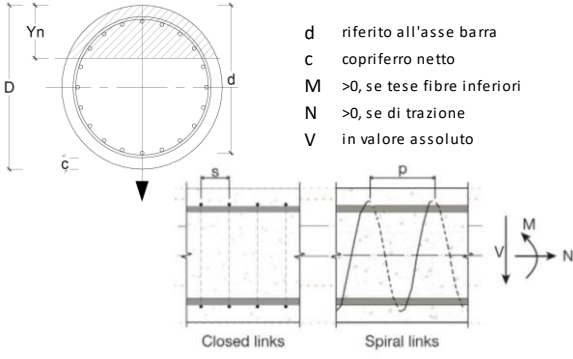
geometria					sollecitazioni e risultati		verifica DM08		
sezione trasversale					SLE	SLU			
D	c	d	passo	interferro	MEk	21,0 [kNm]	MEd	21,0 [kNm]	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	NEk	880,0 [kN]	NEd	1411,0 [kN]	
100	6,0	91,6	13,1	10,7	presso-flessione		VEd	16,0 [kN]	
armatura longitudinale					Mcr	143,1 [kNm]	presso-flessione		
nbarre	ϕ	r_i	Asl	c_i	quota asse neutro		MRd	832,0 [kNm]	
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	yn	- [cm]	FS	39,62	
20	24	41,6	90,48	8,40	tensioni e fessure		taglio		
					$\sigma_{c,min}$	0,0 [MPa]	VRdc	3,5 [kN]	
					$\sigma_{s,min}$	86,1 [MPa]	predisporre armatura a taglio		
					$\sigma_{s,max}$	108,4 [MPa]			
armatura a taglio									
Tipo	ϕ	p	Asw						
	[mm]	[cm]	[cm ²]						
spirale	12	20	2,26						
materiali					legenda				
calcestruzzo			acciaio						
Rck	30 [MPa]	fyk	450 [MPa]	α_{cc}					coeff. effetti a lungo termine
fck	24,9 [MPa]	γ_s	1,15	v					coeff. riduzione resistenza bielle
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]	α_e					=Es/Ec
α_{cc}	0,85	Es	200000 [MPa]	kt					0,6 azioni di breve durata
fcd	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]	kt					0,4 azioni di lunga durata
v	0,5			k ₁					0,8 barre aderenza migliorata
ϵ_{c2}	2,0 [‰]			1,6 barre lisce					
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]			k ₂					0,5 flessione
α_e	15,0			(ε ₁ +ε ₂)/2·ε ₁ trazione eccentrica					
kt	0,6			1 trazione pura					
k ₁	0,8	0,55	13,7 [MPa]	k ₃	3,4				
k ₃	3,4	0,75	337,5 [MPa]	k ₄	0,425				
k ₄	0,425	wk,lim	0,2 [mm]	σ	>0 se di trazione				

Tabella 34 'SET-1' Massima trazione - Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV

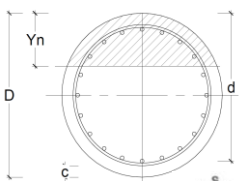
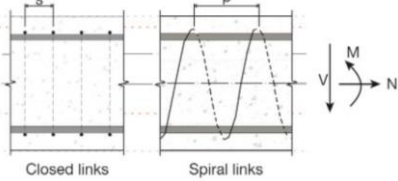
geometria					sollecitazioni e risultati					verifica DM08		
sezione trasversale					SLE		SLU			Verifica a taglio		
D	c	d	passo	interferro	M _{Ek}	21,0 [kNm]	M _{Ed}	21,0 [kNm]	contributo A _{sl}			
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N _{Ek}	-3433,0 [kN]	N _{Ed}	-4612,0 [kN]	scelta no			
100	6,0	91,6	13,1	10,7	presso-flessione		V _{Ed}	16,0 [kN]	angolo θ			
armatura longitudinale					M _{cr}	712,8 [kNm]	presso-flessione			scelta imposto		
n _{barre}	φ	r _i	A _{sl}	c _i	quota asse neutro		M _{Rd}	1988,1 [kNm]	θ _{imposto}			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	γ _n	- [cm]	FS	94,67	θ _{calcolato}			
20	24	41,6	90,48	8,40	tensioni e fessure		taglio			θ _{inf}		
					σ _{c,min}	-3,9 [MPa]	V _{Rdc}	443,3 [kN]	θ _{sup}			
					σ _{s,min}	-58,1 [MPa]	non serve armatura a taglio			Incidenza		
					σ _{s,max}	-53,8 [MPa]				Armatura min CD 'A'		
armatura a taglio					k ₂		0,5	V _{Rds}	458,3 [kN]			
Tipo	φ	p	A _{sw}			ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	V _{Rdmax}	1939,2 [kN]			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]			S _{r,max}	- [cm]	θ	30,0 [°]			
spirale	12	20	2,26			w _k	- [mm]	sezione duttile				
								ai	64,6 [cm]			
materiali					legenda							
calcestruzzo			acciaio		d		riferito all'asse barra			α _{cc} coeff. effetti a lungo termine		
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]			c	copriferro netto			v coeff. riduzione resistenza bielle		
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ _s	1,15			M	>0, se tese fibre inferiori			α _e = E _s /E _c		
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]			N	>0, se di trazione			k _t 0,6 azioni di breve durata		
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]			V	in valore assoluto			0,4 azioni di lunga durata		
f _{cd}	14,1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]								k ₁ 0,8 barre aderenza migliorata	
v	0,5										1,6 barre lisce	
ε _{c2}	2,0 [%]										k ₂ 0,5 flessione	
ε _{cu2}	3,5 [%]										(ε ₁ +ε ₂)/2ε ₁ trazione eccentrica	
α _e	15,0										1 trazione pura	
k _t	0,6										k ₃ 3,4	
k ₁	0,8	0,55	13,7 [MPa]								k ₄ 0,425	
k ₃	3,4	0,75	337,5 [MPa]								σ >0 se di trazione	
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]									

Tabella 35 Massima compressione - Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,6	13,1	10,7
armatura longitudinale				
nbarre	φ	r _i	A _{sl}	c _i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	24	41,6	90,48	8,40
armatura a taglio				
Tipo	φ	p	A _{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	20	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek}	21,0 [kNm]
N _{Ek}	100,0 [kN]
presso-flessione	
M _{cr}	246,2 [kNm]
quota asse neutro	
y _n	7,10 [cm]
tensioni e fessure	
σ _{c,min}	-0,1 [MPa]
σ _{s,min}	0,3 [MPa]
σ _{s,max}	22,0 [MPa]
k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]
M _{Ed}	21,0 [kNm]
N _{Ed}	1411,0 [kN]
V _{Ed}	16,0 [kN]
presso-flessione	
M _{Rd}	832,0 [kNm]
FS	39,62
taglio	
V _{Rdc}	3,5 [kN]
predisporre armatura a taglio	
V _{Rds}	458,3 [kN]
V _{Rdmax}	1939,2 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione duttile	
ai	57,0 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A _{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	30 [°]
θ _{calcolato}	15,3 [°]
θ _{inf}	21,8 [°]
θ _{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R _{ck}	30 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]
γ _c	1,5
α _{cc}	0,85
f _{cd}	14,1 [MPa]
v	0,5
ε _{c2}	2,0 [%]
ε _{cu2}	3,5 [%]
α _e	15,0
k _t	0,6
k ₁	0,8
k ₃	3,4
k ₄	0,425
f _{yk}	450 [MPa]
γ _s	1,15
f _{yd}	391,3 [MPa]
E _s	200000 [MPa]
ε _{uk}	75 [%]
valori limite	
	0,55
	13,7 [MPa]
	0,75
	337,5 [MPa]
	0,2 [mm]

legenda	
	d riferito all'asse barra
c	copriferro netto
M	>0, se tese fibre inferiori
N	>0, se di trazione
V	in valore assoluto
α _{cc}	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
α _e	=E _s /E _c
k _t	0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
k ₁	0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
k ₂	0,5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε ₁ trazione eccentrica
	1 trazione pura
k ₃	3,4
k ₄	0,425
σ	>0 se di trazione

Tabella 36 'SET-2' – Verifica a fessurazione SLE

Verifica a taglio di una sezione circolare
secondo EN 1992-1-1:2004/E / Bollettino CEB n. 137 All. 5

geometria	
sezione trasversale - rettangolo equivalente	
base	b _e = 90 cm
altezza	h _e = 70,6 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 6 cm
altezza utile	d = 64,6 cm
braccio coppia interna	z = 70,5 cm
armatura a taglio	
tipo di armatura	-> spirale
diametro	φ = 12 mm
coefficiente correttivo	λ ₁ = 0,85
area	A _{sw} = 226,2 mm ²
area massima - 6.12 - EC2	A _{sw,m} = 1622,7 mm ²
distanza tra due creste	p = 20 cm
coefficiente correttivo	λ ₂ = 1,00
	r _{sw} = 43,4 cm
armatura longitudinale tesa	
area totale	A _{sl,e} = 45,2 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f _{ck} = 24,9 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _c = 1,5
coeff. effetti a lungo termine	α _{cc} = 0,85
tensione di calcolo	f _{cd} = 14,1 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v = 0,5
tensione di calcolo - trazione	f _{ctd} = 1,2 MPa
acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f _{yk} = 450,0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _s = 1,15
tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} = 391,3 MPa

legenda	
	[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement
	[A] - section considered
sollecitazioni e verifiche	
taglio	V _{Ed} = 16 kN
azione assiale	N _{Ed} = -4612 kN
azione assiale di precompressione	N _{Ed,cp} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V _{Rdc} = 443,3 kN
resistenza armatura a taglio	V _{Rds} = 458,3 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V _{Rdmax} = 1939,2 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 30,0 °
2 A _{SW,MAX} f _{ywd} sen(a) / b _w s alfa _{cw} n ₁ f _{cd}	0,14
sezione duttile	
traslazione armatura long.	ai = 64,6 cm

Tabella 37 Verifica a taglio



8.3.3 Verifica ancoraggio barre nella platea di fondazione

I pali di fondazione sono ancorati alla platea attraverso i ferri di attesa della gabbia superiore di armatura dei pali stessi. Al fine di garantire una adeguata lunghezza di ancoraggio, i ferri di armatura sono stati risvoltati a U, la lunghezza complessiva dell'ancoraggio è pari 144 cm, 61cm superiore a quella minima di necessaria, calcolata in accordo al §8.4 di EC2 per barre dritte, come riportato nella seguente tabella.

Nel calcolo dell'ancoraggio, è stato tenuto considerato un diametro di 31,2 mm, equivalente all'area delle barre longitudinali accoppiate $\Phi 24$ e 20.

Armatura	[-]	Longitudinale
Barra	[-]	Dritta
Sollecitazione	[-]	Trazione
ϕ	[mm]	31,2 Diametro dell'armatura
γ_c	[-]	1,50 Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	37 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	30,7 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctk,0.05}$	[N/mm ²]	2,06 Resistenza caratteristica cubica CLS
α_{ct}	[-]	1,00 Coeff. effetti a lungo termine
η_1	[-]	0,70 Coeff. condizioni di aderenza (1.0 buona aderenza; 0.7 altri casi)
η_2	[-]	1,00 Coeff. riferito al diametro dell'armatura
f_{bd}	[N/mm ²]	2,16 Tensione di aderenza ultima acciaio-clc
σ_{sd}	[N/mm ²]	240 Tensione di progetto
$l_{b,rqd}$	[mm]	866 Lunghezza di ancoraggio di base
c	[mm]	72 Copriferro netto
a	[mm]	80 Interasse netto armature
c_1	[mm]	72 Copriferro laterale
c_d	[mm]	40 Copriferro netto
α_1	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_2	[-]	0,96 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_3	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_4	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_5	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
$l_{b,min}$	[mm]	312 Lunghezza di ancoraggio minima
l_{bd}	[mm]	829 Lunghezza di ancoraggio di progetto

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA04 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 04 0 0 001	Rev. A	Foglio 45 di 45

9 VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO DELLA RAMPA DI ACCESSO

Il piazzale del fabbricato FA04 è raggiunto da una rampa di accesso con platea in calcestruzzo e muri laterali, separata dal piazzale su pali attraverso un giunto. Poiché la rampa si sviluppa al di sopra della quota di falda a lungo termine, ad eccezione dei primi metri a ridosso del giunto, le verifiche a galleggiamento della stessa si ritengono soddisfatte.

10 VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO VASCA ANTINCENDIO

La vasca antincendio è ancorata ai diaframmi perimetrali che circondano la vasca stessa, pertanto, non sono previsti pali a trazione al di sotto della vasca; per la determinazione delle azioni di sollevamento e la verifica dei diaframmi perimetrali si rimanda alla relazione IN1711EI2CLTR0000003.