



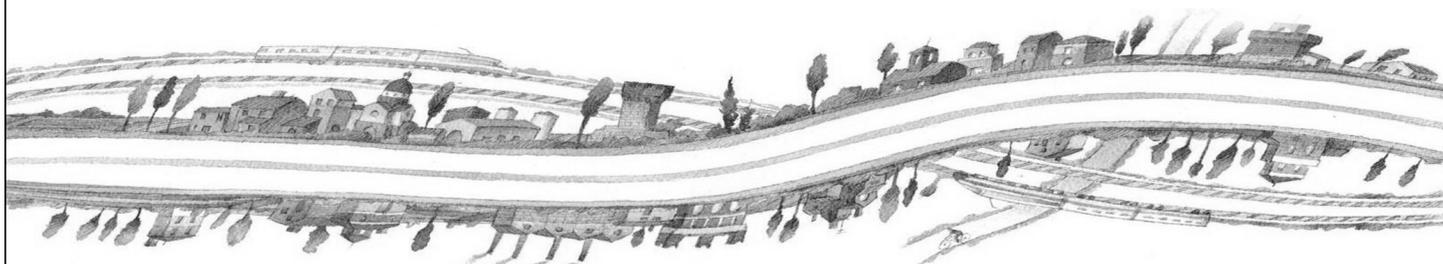
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

IMPIANTI TECNICI
PARTE GENERALE
TIPOLOGICI BASAMENTI PER IMPIANTI
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO BASAMENTI



IL PROGETTISTA

PIACENTINI INGEGNERI S.r.l.
Ing. Luca Piacentini
Albo Ing. Bologna n° 4152



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G									
F									
E									
D									
C									
B									
A	17.04.2012	Emissione			Cardinetti	Piacentini	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE			REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO								DATA: MAGGIO 2012	
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
4184	PD	0	000	01100	0	IE	RC	01	A
								SCALA:	

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	9
4. INCIDENZE	11
5. CRITERI DI CALCOLO	12
5.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	12
5.2. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE	17
6. PARAMETRI GEOTECNICI	20
7. ANALISI DELLE STRUTTURE	21
7.1. PANNELLI A MESSAGGIO VARIABILE (PMV).....	21
7.1.1. Azioni trasmesse dall'elevazione.....	21
7.1.1.1 Carichi permanenti	21
7.1.1.2 Azioni da vento.....	22
7.1.1.3 Azioni da neve.....	24
7.1.1.4 Azioni sismiche	26
7.1.2. Palificata di fondazione.....	27
7.1.2.1 Geometria della palificata.....	27
7.1.2.2 Carichi elementari in testa palificata.....	28
7.1.2.3 Combinazioni di carico	30
7.1.2.4 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione	31
7.1.3. Analisi sull'interazione terreno-palificata.....	32
7.1.3.1 capacità portante deL palo singolo soggetto a carichi assiali.....	32
7.1.3.2 capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali.....	35
7.1.3.3 andamento delle sollecitazioni nel palo singolo soggetto a carichi orizzontali	37
7.1.3.4 capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi assiali.....	42
7.1.3.5 Terreni coesivi.....	42
7.1.3.6 Terreni incoerenti	45
7.1.3.7 Sabbia sciolta.....	45
7.1.3.8 Sabbia densa	45
7.1.3.9 Capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	45
7.1.3.10 Andamento delle sollecitazioni nei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....	46
7.1.3.11 Comportamento dei pali in esercizio	46
7.1.3.12 Cedimento dei pali in gruppo soggetti a carico assiale	47
7.1.3.13 rigidzze assiali e trasversali	48
7.1.4. Sollecitazioni e verifiche struuturali dei pali	51
7.1.4.1 Verifica flessionale allo Stato Limite Ultimo.....	53
7.1.4.2 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo	54
7.1.4.3 Verifica delle tensioni di esercizio	55

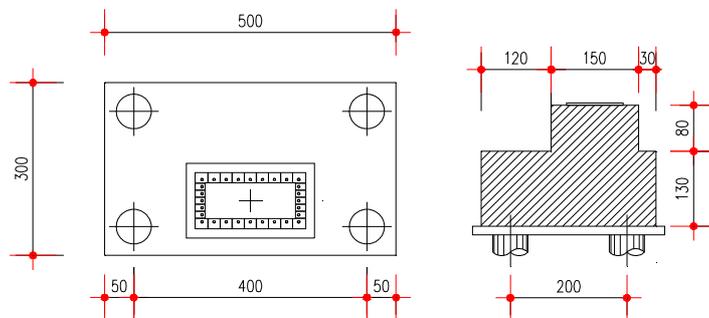
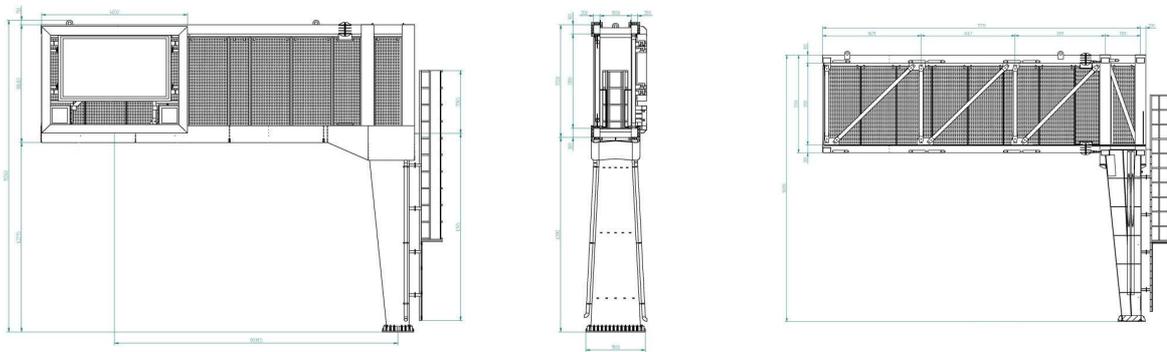
7.1.5.	Verifiche di portanza dei pali	55
7.1.6.	Sollecitazioni e verifiche del basamento	56
7.1.6.1	<i>Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo</i>	<i>59</i>
7.1.6.2	<i>Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo</i>	<i>62</i>
7.1.6.3	<i>Verifiche a punzonamento allo Stato Limite Ultimo</i>	<i>63</i>
7.1.6.4	<i>Verifiche di fessurazione</i>	<i>63</i>
7.2.	TORRI FARO	66
7.2.1.	Azioni trasmesse dall'elevazione	66
7.2.1.1	<i>Carichi permanenti</i>	<i>66</i>
7.2.1.2	<i>Azioni da vento</i>	<i>66</i>
7.2.1.3	<i>Azioni sismiche</i>	<i>69</i>
7.2.2.	Plinto di fondazione	69
7.2.2.1	<i>Carichi elementari sulla fondazione</i>	<i>70</i>
7.2.2.2	<i>Combinazioni di carico</i>	<i>70</i>
7.2.2.3	<i>Sollecitazioni sul plinto di fondazione</i>	<i>71</i>
7.2.3.	Sollecitazioni e verifiche del basamento	71
7.2.3.1	<i>Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo</i>	<i>72</i>
7.2.3.2	<i>Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo</i>	<i>74</i>
7.2.3.3	<i>Verifiche di fessurazione</i>	<i>75</i>
7.3.	CABINE IMPIANTI	77

1. PREMESSA

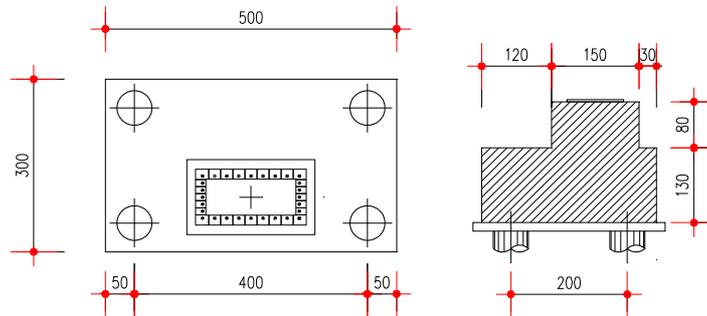
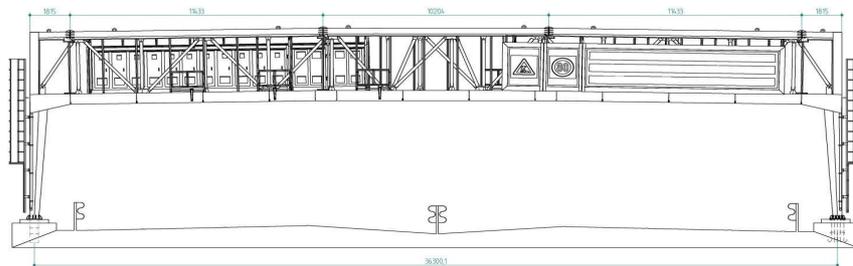
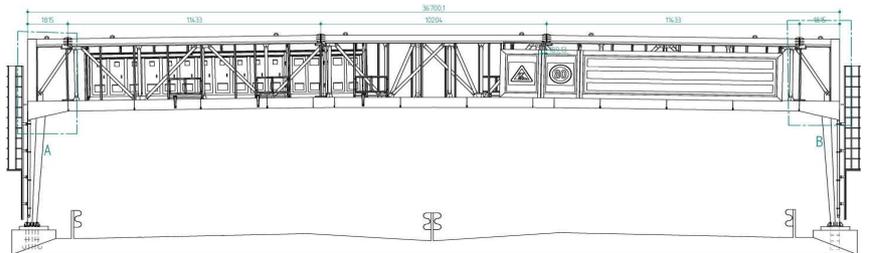
La presente relazione tratta l'analisi e le verifiche strutturali del basamento di fondazione su pali dei pannelli a messaggi variabili (PMV) e torri faro previsti nell'ambito delle attività di progettazione per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13.

I PMV in oggetto sostanziale costituiti da due tipologie, una a bandiera e l'altra a cavalletto, l'altezza massima è per entrambi pari a 10.09 m. Le due tipologie in esame sono costituite da una struttura reticolare orizzontale e da sostegni verticali di tipo tubolare per entrambe le tipologie. Il cavalletto è caratterizzato da una luce massima di lunghezza pari a circa 36.700 m, la tipologia a bandiera ha uno sbalzo di circa 11.713m. L'altezza massima degli orizzontamenti è pari a 3.70 m.

Le geometrie delle strutture in elevazione e dei basamenti di fondazione sono riportate nelle seguenti immagini.



PMV tipologia a bandiera



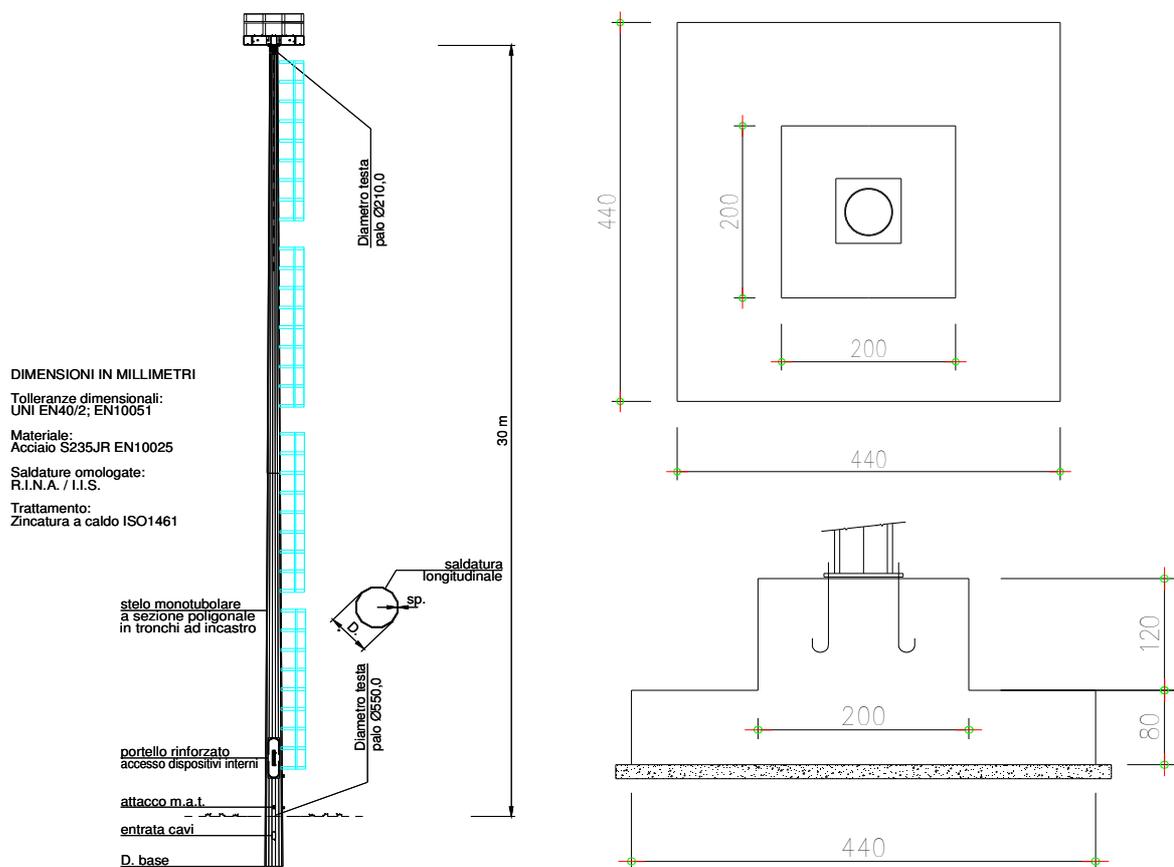
PMV tipologia a cavalletto

Le analisi e le verifiche strutturali riportate nel presente documento sono da ritenersi valide per tutti i pannelli a messaggio variabile Itinere installati due lotti di competenza.

Si riporta un riepilogo dei PMV previsti sul tratto autostradale:

#	PK (m)	Tipo di struttura
1	4+120	Portale
2	6+620	Bandiera sulla carreggiata in direz OVEST
3	9+120	Bandiera sulla carreggiata in direz OVEST
4	11+620	Bandiera sulla carreggiata in direz OVEST
5	12+650	portale
6	17+050	portale
7	23+050	portale
8	29+270	portale
9	33+720	portale
10	42+590	portale
11	47+000	portale
12	50+000	portale
13	52+790	portale
14	57+210	portale
15	58+360	portale
16	60+360	Bandiera sulla carreggiata in direz EST
17	62+360	portale

Le torri faro sono costituite da un tubolare cavo a sezione variabile con l'altezza, con diametro di base pari a $\Phi 550\text{mm}$ e diametro superiore paria a $\Phi 210\text{mm}$. L'altezza massima delle torri faro è 30m. Lo schema della torre faro e della fondazione prevista è rapprenstato nella seguente figura.



Torre Faro

Le analisi e le verifiche strutturali riportate nel presente documento sono da ritenersi valide per tutte le torri faro installate nei due lotti di competenza.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Elenco delle normative di riferimento "PD_0_000_00000_0_GE_KT_01"
- [2] Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo "PD_0_000_00000_0_GE_TB_01"
- [3] Relazione Geotecnica Generale "PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01"
- [4] Vita utile e classi d'uso delle opere "PD_0_000_00000_0_GE_KT_02"

3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

Sulla base del documento [2], specificato nel paragrafo "Normativa e documenti di riferimento", si estrapolano le classi di resistenza minima del calcestruzzo, copriferro per le quattro sezioni di calcolo indicate nella premessa.

Sulla base di quanto definito nel suddetto documento [2] ed in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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 3.1 – DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

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 3.2 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze di armatura relative ai basamenti delle opere oggetto della relazione.

Descrizione Opera	Incidenza kg/mc	
	Pali	Fondazione
Fondazione PMV	240	110
Fondazione Torri faro		80

TABELLA 4.1 – INCIDENZE ARMATURE

5. CRITERI DI CALCOLO

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.

Gli Stati Limite Ultimi delle opere di fondazione si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per le strutture assimilabili alle opere di fondazione § 6.4.3 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*

Nel paragrafo “Combinazioni di carico agli stati limite” saranno esplicitati i singoli *SLU* appena citati e impiegati per le verifiche.

5.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (NTC), i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle NTC.

Il rispetto degli Stati Limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle (NTC) e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce

danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NTC).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) s'intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento (P_{VR}) in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni;

La classe d'uso assunta è la IV;

Dalla tabella Tab.2.4.II delle (NTC) è possibile risalire al valore del coefficiente d'uso (C_u)

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10 \%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* , dove:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t) di cui al § 3.2.3.2.;

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico massimo presente sull'intero tracciato:

Parametri di pericolosità Sismica

STATO LIMITE	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [sec]
SLO	120	0.081	2.567	0.265
SLD	201	0.104	2.584	0.269
SLV	1898	0.263	2.465	0.288
SLC	2475	0.292	2.437	0.292

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono:

	SLV
ag	0.263
Fo	2.465
Tc*	0.288
Ss	1.427
Cc	2.331
St	1.000
q	1.000

Il calcolo viene eseguito con i metodi pseudostatici (§ 7.11.6 NTC). L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'azione sismica derivante dalla dinamica struttura in elevazione viene calcolata mediante un'analisi pseudo-statica, considerando il valore di accelerazione fornito dallo spettro di risposta di progetto. In particolare si assume a favore di sicurezza, che il periodo di oscillazione del modo di vibrare principale della struttura sia compreso tra i valori di T_B e T_C .

I valori delle accelerazioni di progetto orizzontali si calcolano come:

$$S_d = a_g * S * F_0 * 1/q$$

Dove $q = 2.00$ secondo quanto indicato al punto 7.5.2.2 del DM del 14 Gennaio 2008 nei riguardi delle "Strutture a mensola o a pendolo inverso".

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata:

$$S_d = 0.263g * 1.427 * 2.465 * 1/2 = 0.463g$$

I valori delle accelerazioni di progetto verticali si calcolano come:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot F_v \cdot 1/q$$

Dove $q = 1.5$ secondo quanto indicato dal DM del 14 Gennaio 2008.

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \sqrt{a_g/g}$$

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata, considerato che $S=S_s \cdot S_T = 1$ per la componente verticale.

$$S_{dv} = 0.263g \cdot 1.708 \cdot 1 / 1.5 = 0.3g$$

Dove:

$$F_v = 1.35 \cdot 2.465 \cdot \sqrt{0.263} = 1.708$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni in precedenza definite e combinata con le altre azioni in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli. Il calcolo si considera a favore di sicurezza in quanto si è assunto per le azioni sismiche la massima amplificazione possibile.

5.2. COMBINAZIONI DI CARICO 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).

Per le opere di fondazione su pali § 6.4.3.1 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- ✓ SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - Stabilità globale;

- ✓ SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza dei pali
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1 delle NTC) sia soddisfatta per ogni stato limite preso in considerazione.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II, rispettivamente per le azioni e i parametri geotecnici.

- ✓ combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
- ✓ combinazione 2 → (A2+M1+R2) → GEO (carico limite)

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili</i>	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0

	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_0	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2. II NTC 2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi'_d = \Phi'_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi'_d = \tan^{-1}(\tan \Phi'_k / \gamma_\phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

GEO) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche per gli SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d si definisce la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3], si riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto, in particolare le stratigrafie ed i parametri adottati per i differenti calcoli tipologici sviluppati.

Unità R/V	Descrizione
	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

Unità litostratigrafiche individuate lungo il tracciato

Profondità (m da p.c.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)
Da 0.0	1	1.0	18.5	23	4	40
Q_{ref}	= quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);					
z_w	= profondità falda di progetto (m);					
γ_n	= peso di volume naturale (kN/m ³);					
φ'	= valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);					
c'	= valore della coesione efficace (kPa);					
c_u	= valore della coesione non drenata (kPa).					

Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica – fondazioni tipologiche su pali

7. ANALISI DELLE STRUTTURE

7.1. PANNELLI A MESSAGGIO VARIABILE (PMV)

Si riportano nel seguito le geometrie e l'analisi dei carichi relativi alle strutture in elevazione dei PMV.

7.1.1. Azioni trasmesse dall'elevazione

7.1.1.1 Carichi permanenti

Si riportano i pesi permanenti dei diversi elementi della struttura:

Per il peso proprio della struttura reticolare orizzontale si è fatto riferimento alla Tabella 3.1.I delle NTC2008, in particolare per l'acciaio è riportato un peso per unità di volume pari a 78.50kN/m^3 .

$$P_{\text{Str,o}} = 4.2 \text{ kN/m}$$

Per il peso proprio delle strutture verticali si è fatto riferimento alla Tabella 3.1.I delle NTC2008, in particolare per l'acciaio è riportato un peso per unità di volume pari a 78.50kN/m^3 .

Peso proprio strutture verticali per tipologia a cavalletto	$P_{\text{Str,v}} = 45.00 \text{ kN}$
---	---------------------------------------

Peso proprio strutture verticali per tipologia a bandiera	$P_{\text{Str,v}} = 70.00 \text{ kN}$
---	---------------------------------------

PMV itinere alfanumerico (3 righe x 20 caratteri h = 400mm)

$$P_{\text{PMV,a}} = 10.00 \text{ kN}$$

PMV itinere doppio grafico (unica cassa con due aree grafiche da 1200x1200mm):

$$P_{\text{PMV,g}} = 4.00 \text{ kN}$$

Plinto di fondazione: 5.00x3.00x1.50x25

$$P_{\text{Plinto}} = 562.50 \text{ kN}$$

7.1.1.2 Azioni da vento

I PMV sono disposti lungo tutto il tracciato autostradale caratterizzato da altezze di rilevato variabili da 2 a 10m. Cautelativamente verrà svolto il calcolo dell'azione del vento per l'altezza massima di rilevato pari a 10m.

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione parallela all'asse stradale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d coefficiente dinamico

I dati di ingresso sono i seguenti:

Regione:

	$v_{b,o}$ (m/s)	a_o (m)	k_a (1/s)
Zona 1 = Regione Lombardia.	25	1000	0.010

Si assumono inoltre i seguenti parametri:

- Classe di rugosità : D Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)
- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità < 500 m

La Categoria di esposizione risulta in funzione della rugosità:

Altitudine	Classe di Rugosità	Categoria di esposizione
fino a 500 m	D	II

Da cui :

Categoria	kr	z ₀ (m)	z _{min} (m)
II	0,19	0,05	4

- La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 0,5 * \rho * V_b^2 = 390.63 \text{ N/m}^2$$

dove ρ è la densità dell'aria e vale $1,25 \text{ kg/m}^3$.

- Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z dal piano di campagna (rilevato compreso, se presente) del punto considerato, dalla topografia e dalla categoria di esposizione. Si calcola il coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza z sul suolo con coefficiente di topografia $c_t = 1$:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

per $z \geq z_{min}$

per $z < z_{min}$ si calcola con $z = z_{min}$.

I valori di c_e per la categorie di esposizione II, assumono i seguenti valori:

$$c_{e,max}(z = 20.07\text{m}) = 2.81$$

- Coefficiente dinamico c_d

Facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 2008, per l'opera in oggetto si assume un valore di $c_d = 1$.

- Coefficiente di forma c_p

Il coefficiente di forma c_p viene ottenuto facendo riferimento alle indicazioni fornite dalla CNT-DT 207/2008 nell'Allegato G al punto G7 per le insegne ed i tabelloni:

$$c_p = 1.80$$

Come indicato nell'Allegato stesso, il punto di applicazione della forza statica equivalente viene preso con un'eccentricità orizzontale pari ad $\frac{1}{4} B$ rispetto al baricentro della superficie esposta.

Da quanto sopra riportato si ha:

Altezza di rilevato $H_{rij} = 10m$

$$p_{max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.81 * 1.80 = 1.98 \text{ kPa}$$

La pressione di calcolo viene applicata come pressione uniforme rispettivamente sulle superfici di esposizione identificate dalla struttura orizzontale e verticale.

7.1.1.3 Azioni da neve

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{ek} * C_E * C_t$$

dove:

- q_s carico da neve
- μ_i coefficiente di forma
- C_E coefficiente di esposizione
- C_t coefficiente termico

I dati di ingresso sono i seguenti:

- Zona:

	a_s	q_{sk} (kN/m ²)
Zona I - Mediterranea	> 200m	1.5

Si assumono inoltre i seguenti parametri:

- Coefficiente di forma: $\mu_i = 0.80$
- Coefficiente di esposizione: $C_E = 1.00$
- Coefficiente di termico: $C_t = 1.00$

Il valore del carico da neve risulta:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0.80 * 1.5 * 1.00 * 1.00 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Il carico da neve viene applicato alla passerella di larghezza pari a 1.20 m, si ottiene un carico lineare da neve pari a:

$$q_N = q_s * 1.20 = 1.50 * 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}$$

7.1.1.4 Azioni sismiche

L'azione sismica dovuta alla struttura in elevazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = S_d * W / g$$

Dove:

W = peso della struttura in elevazione

Mentre l'azione sismica dovuta all'inerzia della fondazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = k_h * W / g$$

Dove:

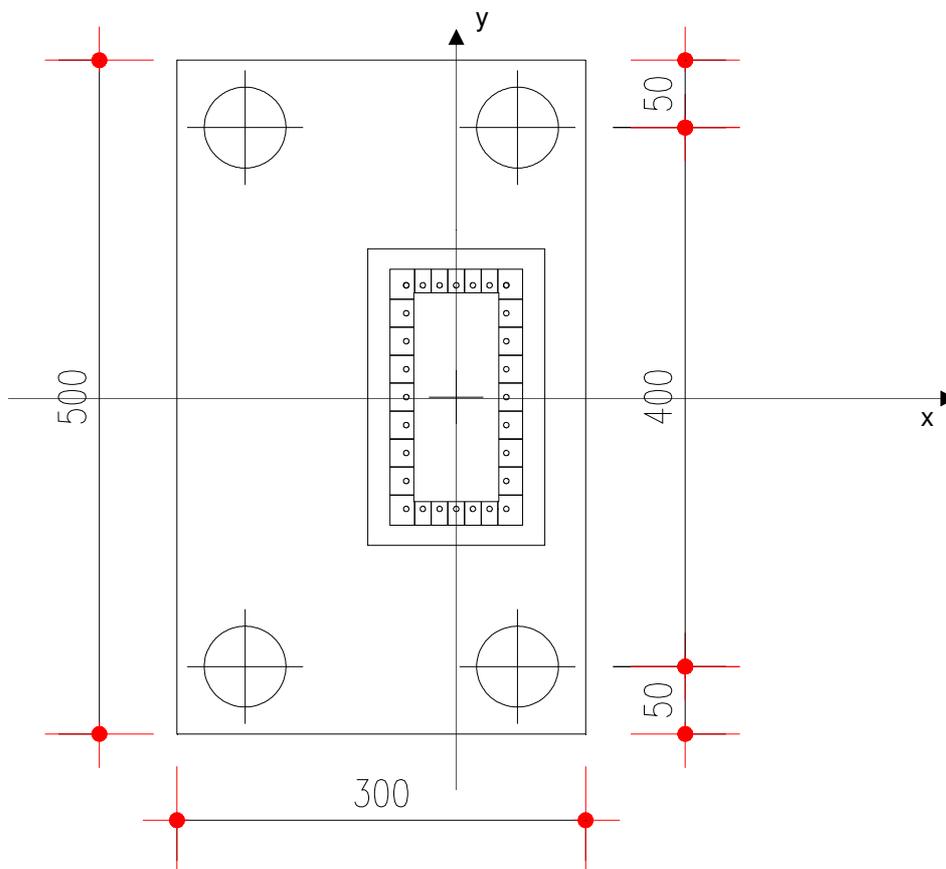
W = peso del plinto di fondazione

La forza orizzontale ottenuta dall'analisi, distribuita sull'altezza della struttura, segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

7.1.2. Palificata di fondazione

Si riporta l'analisi della palificata di fondazione.

7.1.2.1 Geometria della palificata



Si riporta il riepilogo della geometria della palificata:

Diametro pali 0.60 m

Numero totale pali (n) 4

Si riporta nella tabella seguente le coordinate dei pali rispetto agli assi baricentrici della platea; si considera l'asse x parallelo all'asse longitudinale della carreggiata e l'asse y in direzione trasversale e perpendicolare ad essa.

n° palo	x(m)	y(m)
p1	2.00	1.00
p2	2.00	-1.00
p3	-2.00	-1.00
p4	-2.00	1.00

Nel calcolo delle sollecitazioni sui pali si sono considerate le sollecitazioni ad intradosso fondazione con le convezioni di seguito riportate

Momento flettonete attorno all'asse x	[Mx]
Momento flettonete attorno all'asse y	[My]
Momento torcente	[Mt]
Sforzo di taglio lungo l'asse x	[Tx]
Sforzo di taglio lungo l'asse y	[Ty]
Sforzo assiale	[N]

7.1.2.2 Carichi elementari in testa palificata

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari relative alla palificata per le due tipologie descritte in precedenza, riferite agli assi baricentrici della palificata.

PMV a cavalletto:

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Mt (kN)
P.p. Struttura orizzontale	77.00	0.00	0.00	0.00	-42.35	0.00
P.p. PMV	15.00	0.00	0.00	0.00	-8.25	0.00
P.p. Struttura verticale	45.00	0.00	0.00	0.00	-24.75	0.00
P.p. Fondazione	562.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico da neve	22.00	0.00	0.00	0.00	-12.10	0.00
Carico da vento	0.00	0.00	214.00	1815.40	0.00	117.70
Azione sismica Orizzontale x	14.00	213.25	0.00	0.00	615.50	0.00
Azione sismica Orizzontale y	0.00	0.00	222.25	960.10	0.00	41.80
Azione sismica Verticale	40.00	0.00	0.00	0.00	-22.00	0.00

PMV a Bandiera

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Mt (kN)
P.p. Struttura orizzontale	54.00	0.00	0.00	0.00	317.30	0.00
P.p. PMV	15.00	0.00	0.00	0.00	76.75	0.00
P.p. Struttura verticale	70.00	0.00	0.00	0.00	-38.50	0.00
P.p. Fondazione	562.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico da neve	15.00	0.00	0.00	0.00	-8.25	0.00
Carico da vento	0.00	0.00	100.00	982.00	0.00	748.00
Azione sismica Orizzontale x	0.00	202.25	0.00	0.00	480.60	0.00
Azione sismica Orizzontale y	0.00	0.00	202.25	480.60	0.00	142.20
Azione sismica Verticale	40.00	0.00	0.00	0.00	99.00	0.00

7.1.2.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da neve e vento; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei due suddetti carichi come azione variabile di base.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per le verifiche degli elementi della struttura:

	P.p. Str. Ox	Pp PMV	P.p. Str. Vx	Fondazion e	Nev e	Vent o	Sisma x	Sisma y	Sisma v
C1 SLU-STR (Vento)	1.35	1.35	1.35	1.35	0.75	1.5	0	0	0
C2 SLU-STR (Neve)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	0.9	0	0	0
C3 SLE-Rara (Vento)	1	1	1	1	0.5	1	0	0	0
C4 SLE-Rara (Neve)	1	1	1	1	1	0.6	0	0	0
C5 SLE-Freq (Vento)	1	1	1	1	0	0.2	0	0	0
C6 SLE-Freq (Neve)	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0
C7 SLE-Q.Perm	1	1	1	1	0	0	0	0	0
C8 SLV-(Sisma x)	1	1	1	1	0	0	1	0.3	0.3
C9 SLV-(Sisma y)	1	1	1	1	0	0	0.3	1	0.3
C10 SLV-(Sisma vert.)	1	1	1	1	0	0	0.3	0.3	1
C11 SLU-GEO (Vento)	1	1	1	1	0.65	1.3	0	0	0
C12 SLU-GEO (Neve)	1	1	1	1	1.3	0.78	0	0	0

7.1.2.4 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione, calcolati secondo il procedimento descritto nel paragrafo "Criteri di calcolo".

Tabella delle sollecitazioni sulla palificata per tipologia a cavalletto

	N (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mt (kN)
C1 SLU-STR (Vento)	960.83	0.00	321.00	2723.10	-110.80	176.55
C2 SLU-STR (Neve)	977.33	0.00	192.60	1633.86	-119.87	105.93
C3 SLE-Rara (Vento)	710.50	0.00	214.00	1815.40	-81.40	117.70
C4 SLE-Rara (Neve)	721.50	0.00	128.40	1089.24	-87.45	70.62
C5 SLE-Freq (Vento)	699.50	0.00	42.80	363.08	-75.35	23.54
C6 SLE-Freq (Neve)	703.90	0.00	0.00	0.00	-77.77	0.00
C7 SLE-Q.Perm	699.50	0.00	0.00	0.00	-75.35	0.00
C8 SLV-(Sisma x)	725.50	213.25	66.68	288.03	533.55	12.54
C9 SLV-(Sisma y)	715.70	63.98	222.25	960.10	102.70	41.80
C10 SLV-(Sisma vert.)	743.70	63.98	66.68	288.03	87.30	12.54
C11 SLU-GEO (Vento)	713.80	0.00	278.20	2360.02	-83.22	153.01
C12 SLU-GEO (Neve)	728.10	0.00	166.92	1416.01	-91.08	91.81

Tabella delle sollecitazioni sulla palificata per per tipologia a bandiera

	N (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mt (kN)
C1 SLU-STR (Vento)	958.28	0.00	150.00	1473.00	473.81	1122.00
C2 SLU-STR (Neve)	969.53	0.00	90.00	883.80	467.62	673.20
C3 SLE-Rara (Vento)	709.00	0.00	100.00	982.00	351.43	748.00
C4 SLE-Rara (Neve)	716.50	0.00	60.00	589.20	347.30	448.80
C5 SLE-Freq (Vento)	701.50	0.00	20.00	196.40	355.55	149.60
C6 SLE-Freq (Neve)	704.50	0.00	0.00	0.00	353.90	0.00
C7 SLE-Q.Perm	701.50	0.00	0.00	0.00	355.55	0.00
C8 SLV-(Sisma x)	713.50	202.25	60.68	144.18	865.85	42.66
C9 SLV-(Sisma y)	713.50	60.68	202.25	480.60	529.43	142.20
C10 SLV-(Sisma vert.)	741.50	60.68	60.68	144.18	598.73	42.66
C11 SLU-GEO (Vento)	711.25	0.00	130.00	1276.60	350.19	972.40
C12 SLU-GEO (Neve)	721.00	0.00	78.00	765.96	344.83	583.44

7.1.3. Analisi sull'interazione terreno-palificata

7.1.3.1 capacità portante del palo singolo soggetto a carichi assiali

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione, con riferimento a pali trivellati ϕ 600.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Poulos, Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in compressione ed in trazione in funzione della lunghezza degli stessi, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo alla quota di riferimento.

A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

Fondazioni tipologiche - Portali Messaggi
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 600mm

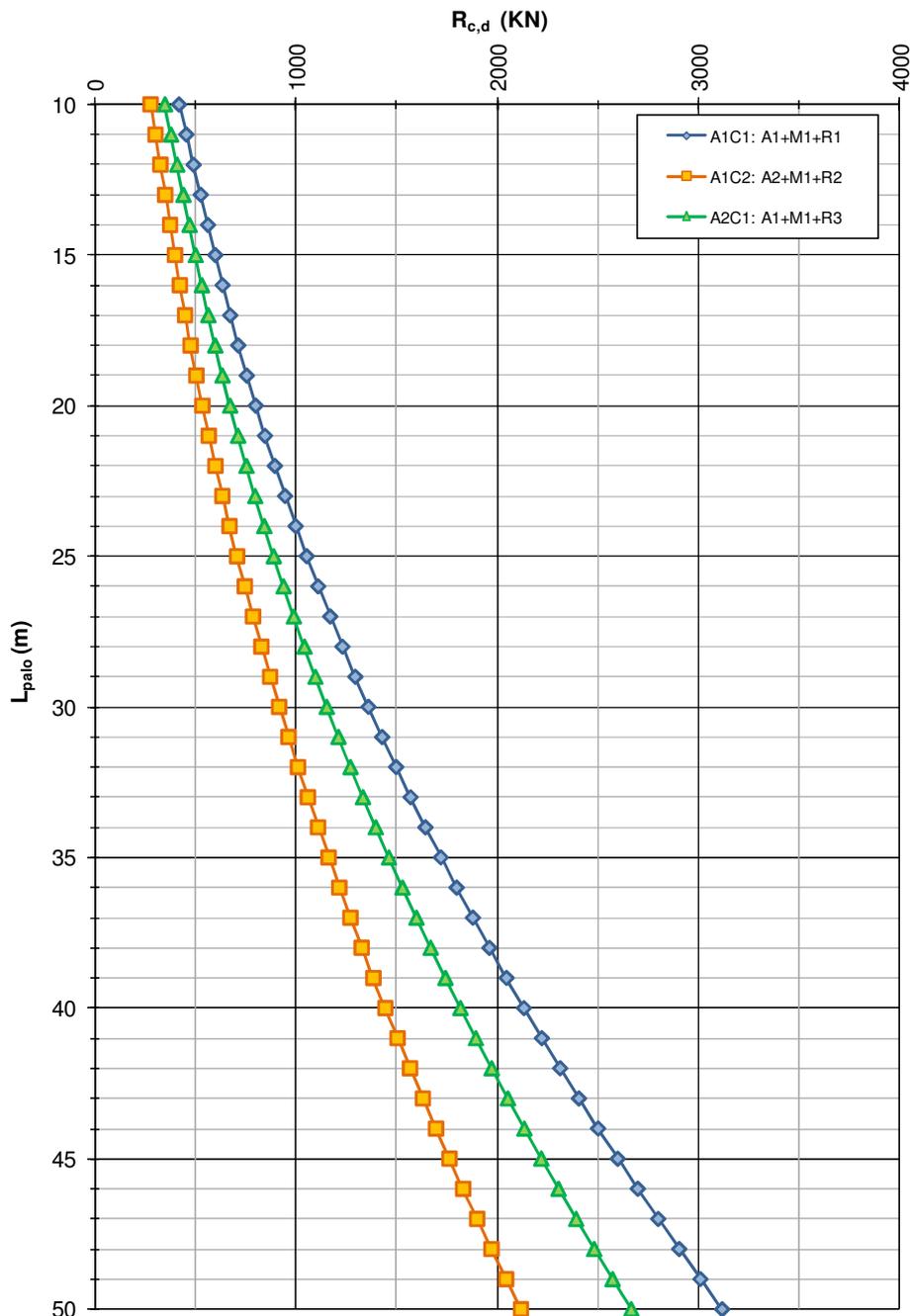


FIGURA 7-1: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FONDAZIONI TIPOLOGICHE

Fondazioni tipologiche - Portali Messaggi
 NTC del 14/01/2008
 Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 600mm

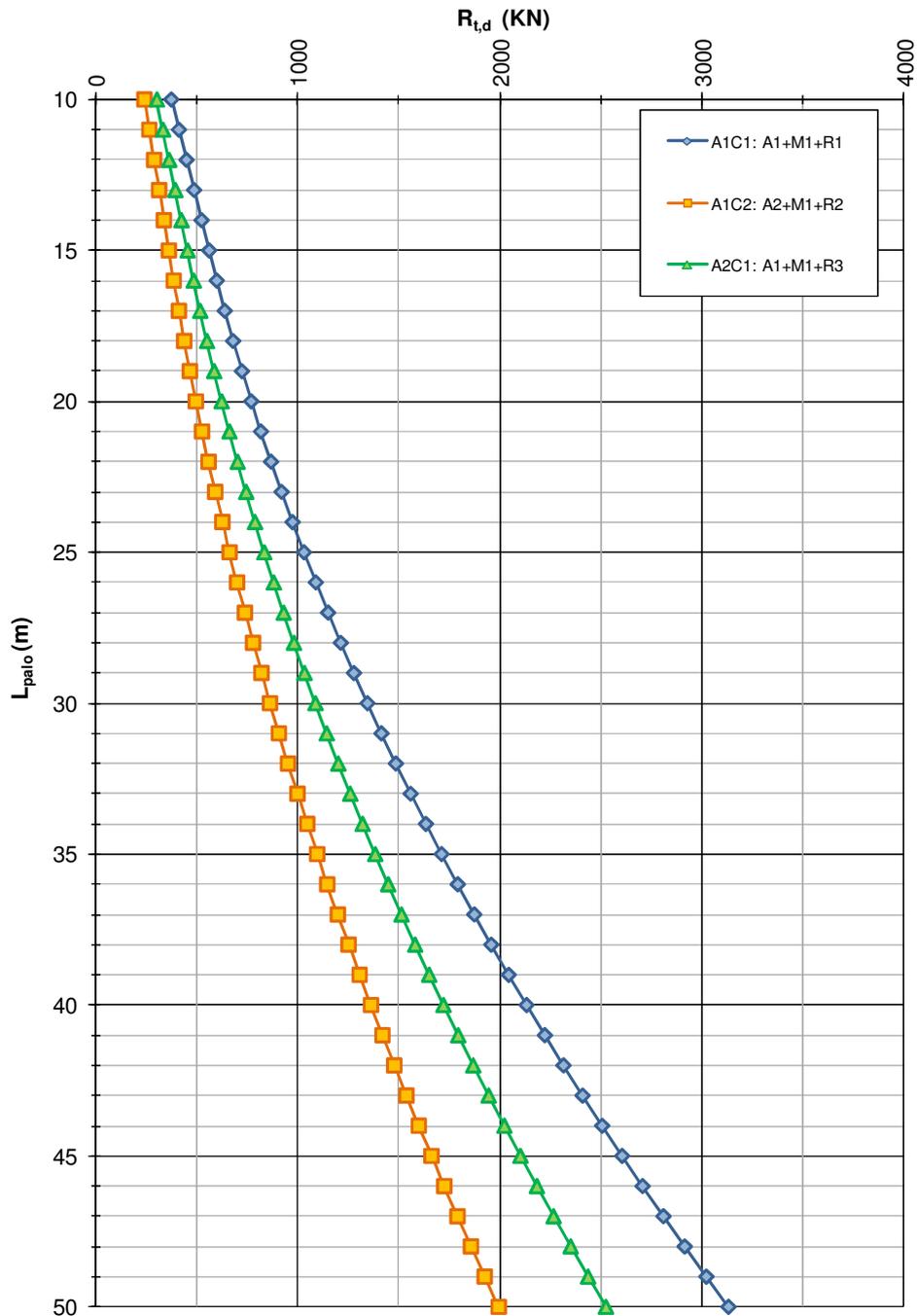


FIGURA 7-2: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FONDAZIONI TIPOLOGICHE

Pali trivellati ϕ 600 – FONDAZIONI TIPOLOGICHE

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]			Rigidezza assiale K_w [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
1.00	95.86	59.52	74.91	37.46	24.16	30.36	6031.86
2.00	131.85	83.82	105.47	74.92	48.31	60.73	12063.72
3.00	167.83	108.12	136.03	112.38	72.47	91.09	18095.57
4.00	203.82	132.42	166.59	149.84	96.62	121.46	24127.43
5.00	239.80	156.72	197.15	187.30	120.78	151.82	30159.29
6.00	275.79	181.03	227.71	224.76	144.93	182.19	36191.15
7.00	311.77	205.33	258.27	262.23	169.09	212.55	42223.01
8.00	347.76	229.63	288.83	299.69	193.24	242.92	48254.86
9.00	383.74	253.93	319.39	337.15	217.40	273.28	54286.72
10.00	419.73	278.23	349.95	374.61	241.55	303.64	60318.58
11.00	455.72	302.53	380.51	412.07	265.71	334.01	66350.44
12.00	491.70	326.83	411.07	449.53	289.86	364.37	72382.29
13.00	527.69	351.13	441.63	486.99	314.02	394.74	78414.15
14.00	563.67	375.43	472.19	524.45	338.17	425.10	84446.01
15.00	599.66	399.73	502.75	561.91	362.33	455.47	90477.87
16.00	635.64	424.03	533.31	599.37	386.48	485.83	96509.73
17.00	673.63	449.71	565.61	638.84	411.89	517.80	102882.05
18.00	713.74	476.86	599.75	680.42	438.62	551.46	109614.88
19.00	755.97	505.47	635.74	724.12	466.68	586.82	116708.20
20.00	800.32	535.54	673.58	769.95	496.06	623.88	124162.02
21.00	846.79	567.07	713.25	817.89	526.77	662.63	131976.34
22.00	895.38	600.06	754.77	867.96	558.80	703.08	140151.16
23.00	946.09	634.52	798.14	920.15	592.16	745.22	148686.48
24.00	998.92	670.44	843.35	974.46	626.85	789.06	157582.29
25.00	1053.88	707.82	890.40	1030.88	662.86	834.60	166838.60
26.00	1110.95	746.66	939.30	1089.43	700.19	881.84	176455.41
27.00	1170.14	786.97	990.04	1150.10	738.85	930.77	186432.71
28.00	1231.46	828.74	1042.63	1212.89	778.84	981.40	196770.51
29.00	1294.89	871.97	1097.05	1277.80	820.15	1033.72	207468.82
30.00	1360.45	916.66	1153.33	1344.83	862.79	1087.74	218527.61
31.00	1428.13	962.82	1211.44	1413.98	906.75	1143.46	229946.91
32.00	1497.92	1010.44	1271.41	1485.26	952.04	1200.87	241726.71
33.00	1569.84	1059.52	1333.21	1558.65	998.65	1259.98	253867.00
34.00	1643.88	1110.07	1396.86	1634.16	1046.59	1320.79	266367.79
35.00	1720.04	1162.07	1462.35	1711.80	1095.85	1383.29	279229.07
36.00	1798.32	1215.54	1529.69	1791.55	1146.44	1447.49	292450.86
37.00	1878.72	1270.47	1598.87	1873.43	1198.35	1513.39	306033.14
38.00	1961.24	1326.87	1669.89	1957.42	1251.59	1580.98	319975.92
39.00	2045.88	1384.72	1742.76	2043.54	1306.16	1650.27	334279.20
40.00	2132.64	1444.04	1817.48	2131.77	1362.05	1721.25	348942.98
41.00	2221.52	1504.82	1894.03	2222.13	1419.26	1793.93	363967.25
42.00	2312.52	1567.07	1972.43	2314.61	1477.80	1868.31	379352.03
43.00	2405.65	1630.77	2052.68	2409.21	1537.67	1944.39	395097.29
44.00	2500.89	1695.94	2134.77	2505.93	1598.86	2022.16	411203.06
45.00	2598.25	1762.57	2218.70	2604.77	1661.38	2101.63	427669.33
46.00	2697.74	1830.66	2304.48	2705.73	1725.22	2182.79	444496.09
47.00	2799.35	1900.22	2392.10	2808.81	1790.39	2265.65	461683.35
48.00	2903.07	1971.24	2481.56	2914.01	1856.88	2350.21	479231.11
49.00	3008.92	2043.72	2572.87	3021.33	1924.70	2436.46	497139.37
50.00	3116.88	2117.66	2666.02	3130.77	1993.84	2524.41	515408.12

7.1.3.2 capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi trasversali, con riferimento a pali trivellati ϕ 600 di lunghezza superiore ad 8m.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Frank R. - Calcul des fondations superficielles et profondes – Techniques de l'ingénieur (IT) – Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées
- Poulus H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in funzione del momento resistente della sezione, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo incastrata.

Le campiture del grafico e la relativa lunghezza di palo indicano la lunghezza minima necessaria per poter esplicitare i valori di capacità portante orizzontali propri del campo.

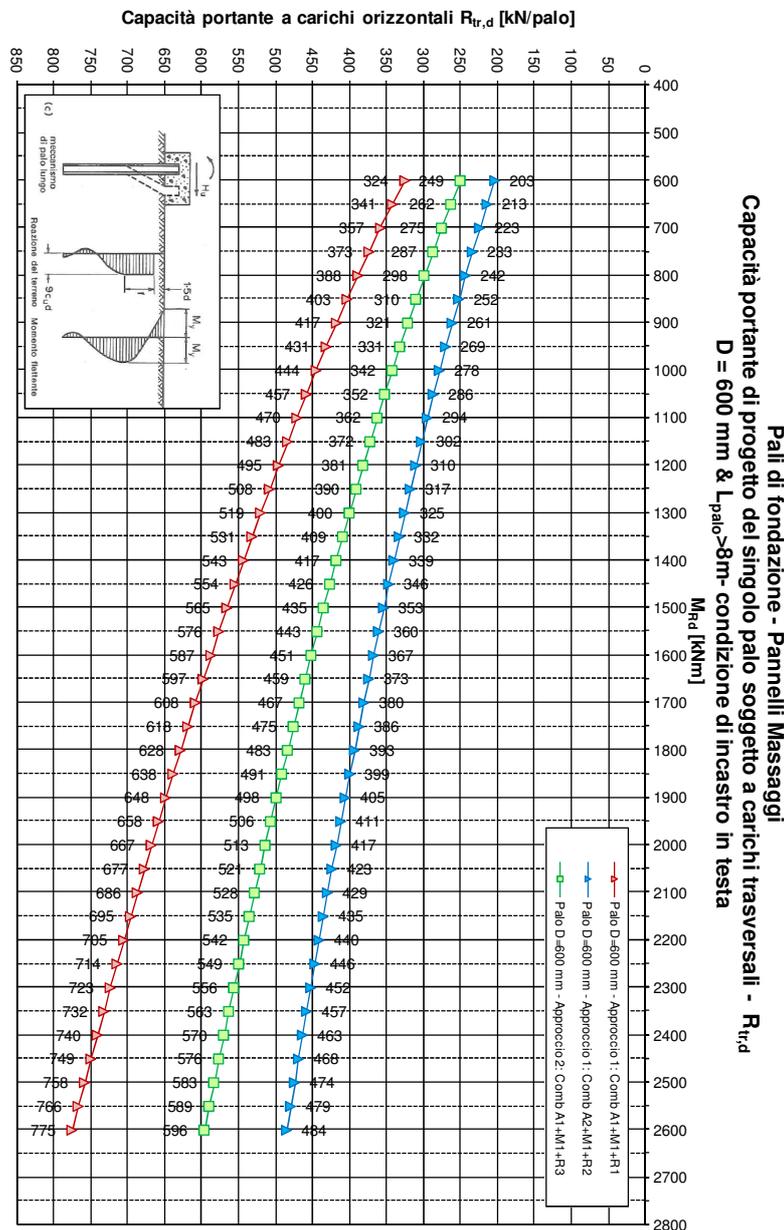


FIGURA 7-3: CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FONDAZIONI TIPOLOGICHE

7.1.3.3 andamento delle sollecitazioni nel palo singolo soggetto a carichi orizzontali

Il comportamento del palo soggetto ai carichi trasversali al proprio asse (forze orizzontali e momenti flettenti) può essere rappresentato dalla teoria elastica di Matlock e Reese (1960).

Il calcolo viene condotto con riferimento alla seguente bibliografia:

- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Poulos H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

La valutazione delle sollecitazioni lungo il palo singolo caricato da una forza orizzontale (H) viene effettuata secondo la teoria sopracitata per un modulo unitario (500 kN).

Le grandezze così calcolate, in ragione della linearità del metodo, potranno essere combinate linearmente a seconda delle azioni di progetto.

Di seguito si riportano i grafici di momento flettente, taglio, spostamento e rotazione per i pali trivellati ϕ 600. A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

Pali di fondazione da p.c. - Portali Messaggi
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 500kN
D = 600 mm - condizione di incastro in testa

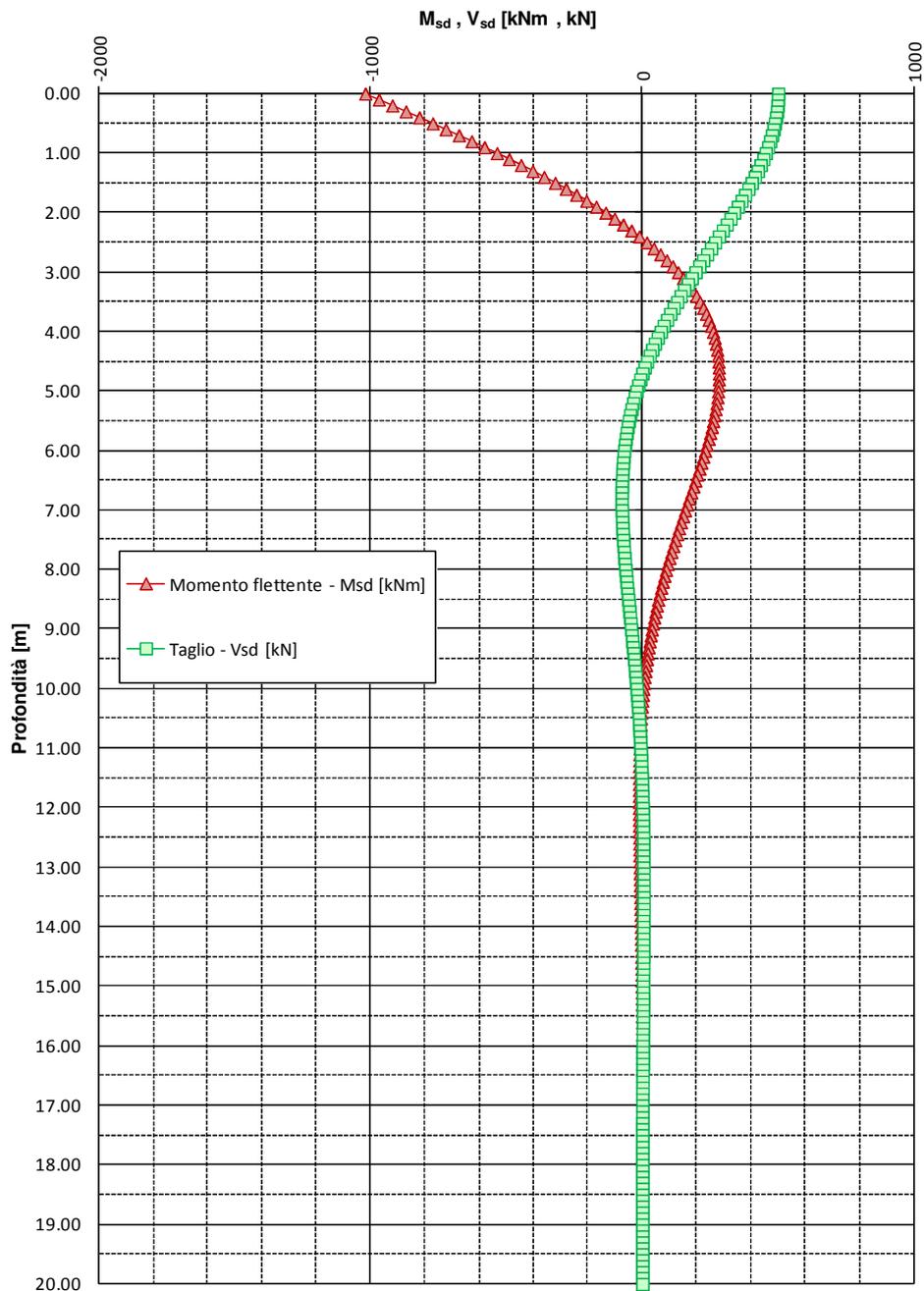


FIGURA 7-4: SOLLECITAZIONI FLETTENTE E TAGLIANTE – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FOND. TIPOLOGICHE

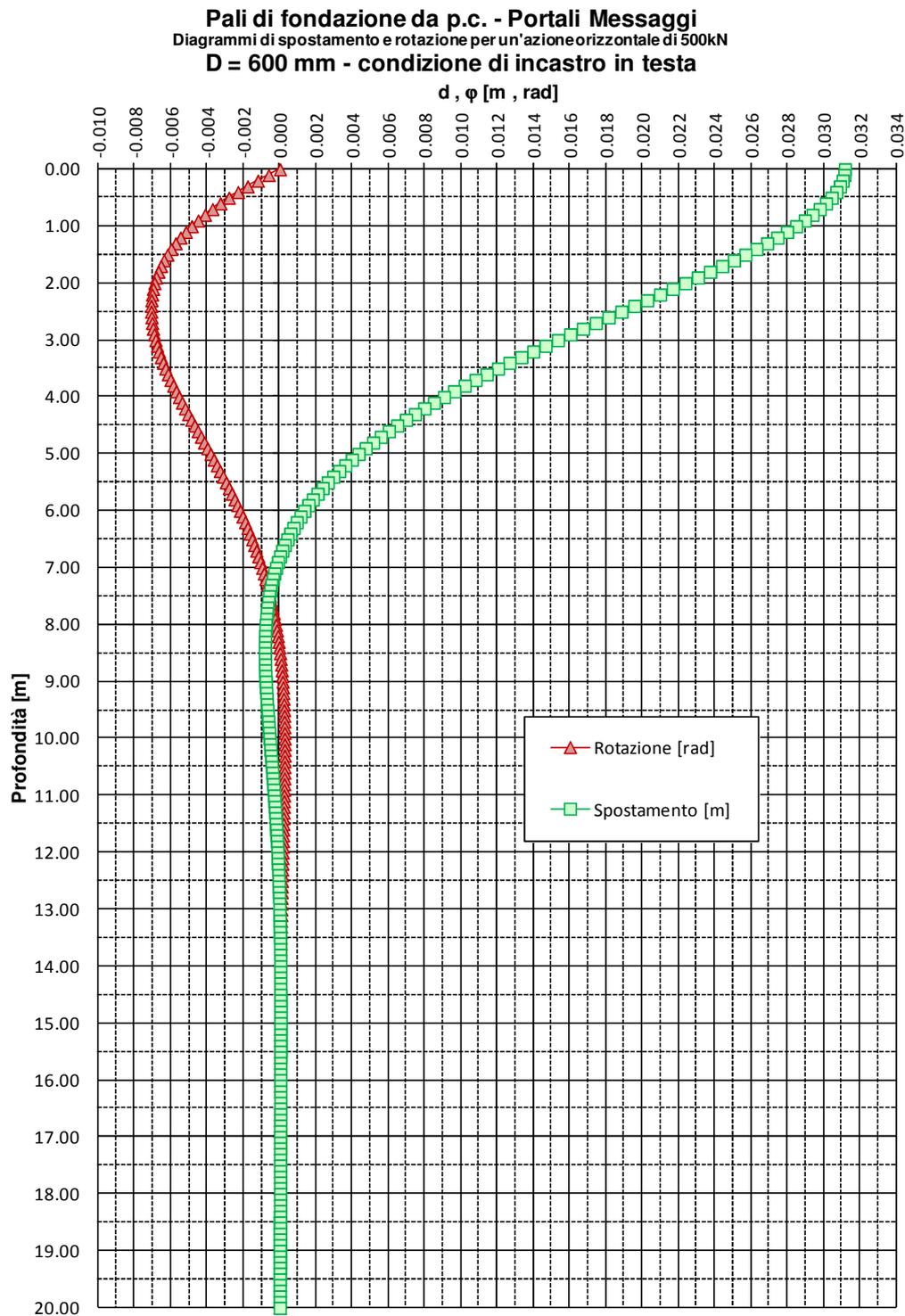


FIGURA 7-5: SPOSTAMENTI E ROTAZIONI – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FOND. TIPOLOGICHE

Pali trivellati ϕ 600 – FOND. TIPOLOGICHE

Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio	Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio	Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio
0.00	0.03	0.00	-1020.85	500.00	6.70	0.00	0.00	179.78	-76.00	13.40	0.00	0.00	-8.35	4.16
0.10	0.03	0.00	-970.86	499.52	6.80	0.00	0.00	172.18	-76.13	13.50	0.00	0.00	-7.93	4.16
0.20	0.03	0.00	-920.99	498.09	6.90	0.00	0.00	164.56	-76.02	13.60	0.00	0.00	-7.52	4.14
0.30	0.03	0.00	-871.29	495.72	7.00	0.00	0.00	156.98	-75.67	13.70	0.00	0.00	-7.11	4.11
0.40	0.03	0.00	-821.87	492.41	7.10	0.00	0.00	149.44	-75.10	13.80	0.00	0.00	-6.70	4.06
0.50	0.03	0.00	-772.84	488.18	7.20	0.00	0.00	141.96	-74.34	13.90	0.00	0.00	-6.30	3.99
0.60	0.03	0.00	-724.27	483.08	7.30	0.00	0.00	134.58	-73.38	14.00	0.00	0.00	-5.90	3.91
0.70	0.03	0.00	-676.25	477.10	7.40	0.00	0.00	127.29	-72.26	14.10	0.00	0.00	-5.51	3.82
0.80	0.03	0.00	-628.87	470.29	7.50	0.00	0.00	120.13	-70.97	14.20	0.00	0.00	-5.14	3.72
0.90	0.03	0.00	-582.21	462.69	7.60	0.00	0.00	113.10	-69.54	14.30	0.00	0.00	-4.77	3.61
1.00	0.03	0.00	-536.36	454.32	7.70	0.00	0.00	106.22	-67.98	14.40	0.00	0.00	-4.42	3.49
1.10	0.03	-0.01	-491.38	445.23	7.80	0.00	0.00	99.51	-66.31	14.50	0.00	0.00	-4.07	3.37
1.20	0.03	-0.01	-447.34	435.44	7.90	0.00	0.00	92.97	-64.53	14.60	0.00	0.00	-3.74	3.24
1.30	0.03	-0.01	-404.30	425.03	8.00	0.00	0.00	86.61	-62.66	14.70	0.00	0.00	-3.42	3.10
1.40	0.03	-0.01	-362.35	414.02	8.10	0.00	0.00	80.44	-60.71	14.80	0.00	0.00	-3.12	2.97
1.50	0.03	-0.01	-321.52	402.46	8.20	0.00	0.00	74.47	-58.69	14.90	0.00	0.00	-2.83	2.83
1.60	0.03	-0.01	-281.87	390.39	8.30	0.00	0.00	68.70	-56.62	15.00	0.00	0.00	-2.56	2.69
1.70	0.02	-0.01	-243.46	377.87	8.40	0.00	0.00	63.14	-54.51	15.10	0.00	0.00	-2.29	2.55
1.80	0.02	-0.01	-206.31	364.96	8.50	0.00	0.00	57.80	-52.35	15.20	0.00	0.00	-2.05	2.41
1.90	0.02	-0.01	-170.48	351.68	8.60	0.00	0.00	52.67	-50.18	15.30	0.00	0.00	-1.81	2.26
2.00	0.02	-0.01	-135.99	338.08	8.70	0.00	0.00	47.77	-47.99	15.40	0.00	0.00	-1.59	2.12
2.10	0.02	-0.01	-102.87	324.23	8.80	0.00	0.00	43.08	-45.79	15.50	0.00	0.00	-1.39	1.99
2.20	0.02	-0.01	-71.15	310.17	8.90	0.00	0.00	38.61	-43.59	15.60	0.00	0.00	-1.20	1.85
2.30	0.02	-0.01	-40.85	295.93	9.00	0.00	0.00	34.36	-41.40	15.70	0.00	0.00	-1.02	1.72
2.40	0.02	-0.01	-11.97	281.57	9.10	0.00	0.00	30.33	-39.23	15.80	0.00	0.00	-0.85	1.59
2.50	0.02	-0.01	15.46	267.14	9.20	0.00	0.00	26.51	-37.08	15.90	0.00	0.00	-0.70	1.46
2.60	0.02	-0.01	41.46	252.69	9.30	0.00	0.00	22.91	-34.96	16.00	0.00	0.00	-0.56	1.34
2.70	0.02	-0.01	66.00	238.23	9.40	0.00	0.00	19.52	-32.87	16.10	0.00	0.00	-0.43	1.22
2.80	0.02	-0.01	89.10	223.82	9.50	0.00	0.00	16.33	-30.83	16.20	0.00	0.00	-0.32	1.11
2.90	0.02	-0.01	110.77	209.51	9.60	0.00	0.00	13.35	-28.82	16.30	0.00	0.00	-0.21	1.00
3.00	0.02	-0.01	131.01	195.32	9.70	0.00	0.00	10.57	-26.87	16.40	0.00	0.00	-0.12	0.89
3.10	0.01	-0.01	149.84	181.29	9.80	0.00	0.00	7.98	-24.97	16.50	0.00	0.00	-0.03	0.79
3.20	0.01	-0.01	167.27	167.46	9.90	0.00	0.00	5.57	-23.12	16.60	0.00	0.00	0.04	0.69
3.30	0.01	-0.01	183.33	153.85	10.00	0.00	0.00	3.35	-21.33	16.70	0.00	0.00	0.11	0.60
3.40	0.01	-0.01	198.06	140.50	10.10	0.00	0.00	1.30	-19.60	16.80	0.00	0.00	0.16	0.51
3.50	0.01	-0.01	211.45	127.43	10.20	0.00	0.00	-0.57	-17.93	16.90	0.00	0.00	0.21	0.43
3.60	0.01	-0.01	223.55	114.68	10.30	0.00	0.00	-2.28	-16.33	17.00	0.00	0.00	0.25	0.35
3.70	0.01	-0.01	234.40	102.25	10.40	0.00	0.00	-3.84	-14.79	17.10	0.00	0.00	0.28	0.28
3.80	0.01	-0.01	244.00	90.19	10.50	0.00	0.00	-5.25	-13.32	17.20	0.00	0.00	0.30	0.21
3.90	0.01	-0.01	252.43	78.49	10.60	0.00	0.00	-6.51	-11.92	17.30	0.00	0.00	0.32	0.15
4.00	0.01	-0.01	259.72	67.19	10.70	0.00	0.00	-7.63	-10.58	17.40	0.00	0.00	0.33	0.09
4.10	0.01	-0.01	265.89	56.29	10.80	0.00	0.00	-8.63	-9.31	17.50	0.00	0.00	0.34	0.04
4.20	0.01	-0.01	270.99	45.81	10.90	0.00	0.00	-9.50	-8.11	17.60	0.00	0.00	0.34	-0.01
4.30	0.01	-0.01	275.07	35.76	11.00	0.00	0.00	-10.25	-6.97	17.70	0.00	0.00	0.34	-0.06
4.40	0.01	0.00	278.17	26.15	11.10	0.00	0.00	-10.89	-5.90	17.80	0.00	0.00	0.33	-0.10
4.50	0.01	0.00	280.31	16.99	11.20	0.00	0.00	-11.43	-4.90	17.90	0.00	0.00	0.32	-0.14
4.60	0.01	0.00	281.57	8.28	11.30	0.00	0.00	-11.87	-3.95	18.00	0.00	0.00	0.30	-0.17
4.70	0.01	0.00	281.98	0.03	11.40	0.00	0.00	-12.22	-3.07	18.10	0.00	0.00	0.28	-0.20
4.80	0.01	0.00	281.59	-7.77	11.50	0.00	0.00	-12.49	-2.26	18.20	0.00	0.00	0.26	-0.22
4.90	0.00	0.00	280.44	-15.11	11.60	0.00	0.00	-12.68	-1.50	18.30	0.00	0.00	0.24	-0.24
5.00	0.00	0.00	278.58	-21.99	11.70	0.00	0.00	-12.79	-0.80	18.40	0.00	0.00	0.22	-0.25
5.10	0.00	0.00	276.07	-28.41	11.80	0.00	0.00	-12.84	-0.16	18.50	0.00	0.00	0.19	-0.27
5.20	0.00	0.00	272.92	-34.39	11.90	0.00	0.00	-12.82	0.43	18.60	0.00	0.00	0.16	-0.27
5.30	0.00	0.00	269.20	-39.92	12.00	0.00	0.00	-12.75	0.97	18.70	0.00	0.00	0.13	-0.28
5.40	0.00	0.00	264.95	-45.00	12.10	0.00	0.00	-12.63	1.46	18.80	0.00	0.00	0.11	-0.28
5.50	0.00	0.00	260.21	-49.66	12.20	0.00	0.00	-12.46	1.90	18.90	0.00	0.00	0.08	-0.27
5.60	0.00	0.00	255.03	-53.90	12.30	0.00	0.00	-12.25	2.29	19.00	0.00	0.00	0.05	-0.26
5.70	0.00	0.00	249.44	-57.73	12.40	0.00	0.00	-12.01	2.64	19.10	0.00	0.00	0.03	-0.25
5.80	0.00	0.00	243.50	-61.15	12.50	0.00	0.00	-11.73	2.94	19.20	0.00	0.00	0.00	-0.23
5.90	0.00	0.00	237.23	-64.19	12.60	0.00	0.00	-11.42	3.21	19.30	0.00	0.00	-0.02	-0.21
6.00	0.00	0.00	230.68	-66.84	12.70	0.00	0.00	-11.09	3.44	19.40	0.00	0.00	-0.04	-0.19
6.10	0.00	0.00	223.87	-69.13	12.80	0.00	0.00	-10.74	3.63	19.50	0.00	0.00	-0.06	-0.16
6.20	0.00	0.00	216.86	-71.07	12.90	0.00	0.00	-10.36	3.79	19.60	0.00	0.00	-0.07	-0.12
6.30	0.00	0.00	209.67	-72.67	13.00	0.00	0.00	-9.98	3.92	19.70	0.00	0.00	-0.08	-0.09
6.40	0.00	0.00	202.33	-73.95	13.10	0.00	0.00	-9.58	4.02	19.80	0.00	0.00	-0.09	-0.04
6.50	0.00	0.00	194.89	-74.92	13.20	0.00	0.00	-9.18	4.09	19.90	0.00	0.00	-0.09	0.00
6.60	0.00	0.00	187.37	-75.60	13.30	0.00	0.00	-8.76	4.14	20.00	0.00	0.00	-0.09	0.05

7.1.3.4 capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi assiali

Il carico limite $Q_{lim,N}$ di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del singolo palo per il numero N dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Tale carico limite viene confrontato in fase progettuale con l'azione verticale P totale agente sulla palificata (ipotesi di palificata soggetta a solo carico verticale e quindi distribuzione uniforme del carico P sui pali).

In realtà, l'eventuale presenza di azioni flessionali in testa palificata determina una non omogeneità degli sforzi assiali agenti sul singolo palo; di conseguenza, il soddisfacimento della verifica di capacità portante del gruppo di pali NON implica il soddisfacimento della verifica di capacità portante del singolo palo.

7.1.3.5 Terreni coesivi

7.1.3.5.1 **Pali con interasse superiore a 3 diametri**

L'efficienza per terreni coesivi è pari a:

- $E_v=1$ per interasse dei pali di 8 diametri;
- $E_v=0.7$ per interasse dei pali di 3 diametri;
- $0.7 < E_v < 1$ per interasse dei pali compreso fra 3 e 8 diametri.

Per un gruppo costituito da " m " file di pali con " n " pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E_v = 1 - \frac{2 \cdot \arctg(d/i)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

in cui:

- d = diametro del palo;
- i = minimo interasse dei pali;
- m = numero di file di pali;

- n = numero di pali per singola fila.

7.1.3.5.2 Pali con interasse inferiore a 3 diametri

La portanza del gruppo viene calcolata in accordo al criterio proposto da Terzaghi & Peck (1967):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_C \cdot C_u$$

dove:

B, h = dimensioni in pianta della fondazione equivalente (Figura 7-6);

τ_i = tensione tangenziale dello strato i-esimo, in prima approssimazione è possibile assumere tale parametro costante e pari a $R_{t,d}/A_{lat}$ con $R_{t,d}$ è la resistenza a trazione (ovvero la laterale) del palo all'approccio considerato e A_{lat} è l'area laterale del palo;

L_i = altezza dello strato i-esimo (Figura 7-6);

C_u = coesione alla base del blocco;

N_c = fattore di capacità portante adimensionale desunto dalla Tabella 7-1 sulla base dei rapporti h/B e L/B

Nel caso di gruppo di pali soggetto a sforzi di trazione, la portanza di base non dovrà essere considerata.

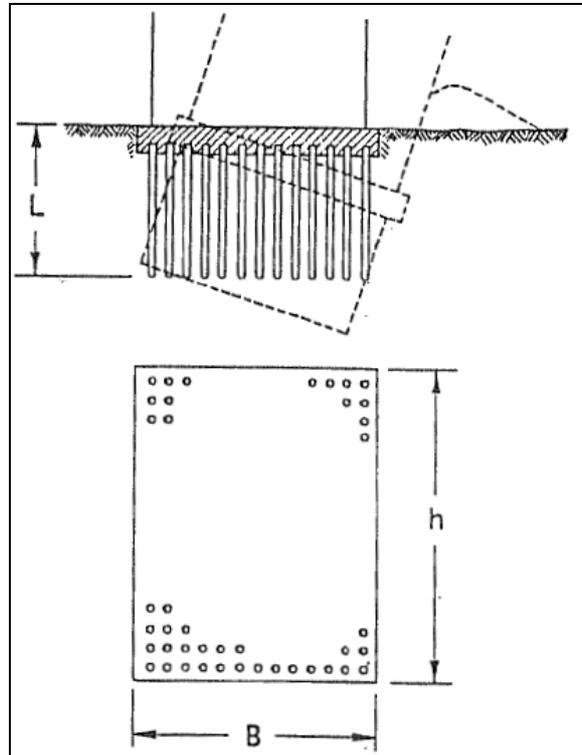


FIGURA 7-6: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

TABELLA 7-1: COEFFICIENTE N_c PER DETERMINAZIONE PORTANZA DEL GRUPPO (AGI, 1984)

L/B	N_c	
	h/B=1	h/B \geq 10
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

7.1.3.6 Terreni incoerenti

Per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente, l'efficienza del gruppo di pali dipende, oltre che dall'interasse dei pali, anche dallo stato di addensamento del materiale.

7.1.3.7 Sabbia sciolta

In genere l'efficienza di un gruppo di pali in sabbie sciolte è superiore all'unità; in sede di progettazione verrà assunta efficienza $E_v = 1$.

7.1.3.8 Sabbia densa

Il coefficiente di efficienza varia fra $E_v = 0.7$ per interasse dei pali da 3 a 6 diametri a $E_v = 1.0$ per interasse pari a 8.

7.1.3.9 Capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Per quanto riguarda il comportamento dei pali in gruppo, il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5.

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per pali ad interasse 3 diametri si ritiene possibile considerare $E_H = 0.8$; per pali ad interasse 2.5 diametri si ritiene possibile considerare $E_H = 0.7$. Nel caso particolare invece di pali disposti in singola fila soggetti ad un'azione ortogonale all'allineamento è possibile considerare $E_H = 1.0$.

7.1.3.10 Andamento delle sollecitazioni nei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 7-7 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 7-8 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

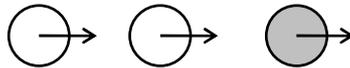


FIGURA 7-7: SCHEMA A – PALI IN LINEA

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

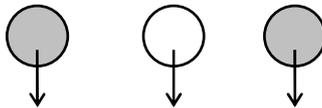


FIGURA 7-8: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Con riferimento alle geometrie in genere adottate per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo possono essere considerati dell'ordine del 10-20%.

Per ulteriori dettagli sulle metodologie di analisi si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

7.1.3.11 Comportamento dei pali in esercizio

7.1.3.11.1 **Cedimento del palo singolo soggetto a carichi assiali**

Per quanto riguarda i presumibili cedimenti dei pali per i carichi di esercizio si osserva quanto segue:

- i carichi di esercizio sono in genere inferiori alla capacità portante limite laterale;
- la mobilitazione dell'adesione laterale limite avviene per spostamenti relativi dell'ordine di 5÷10 mm (vedi Raccomandazioni AGI);

pertanto è lecito attendersi cedimenti dei pali singoli sotto il massimo carico di esercizio dell'ordine di $\delta = 5\div 6$ mm.

7.1.3.12 Cedimento dei pali in gruppo soggetti a carico assiale

L'amplificazione del cedimento per effetto gruppo è funzione:

- del numero di pali della palificata (n);
- della configurazione geometrica del gruppo (s = interasse pali; L = lunghezza pali).

Per la determinazione del coefficiente amplificativo dei cedimenti per effetto gruppo (E_G) si fa riferimento alla correlazione suggerita da Mandolini, Russo, Viggiani, basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali (Figura 7-9) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.39 R^{-1.25}$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}} \text{ con:}$$

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

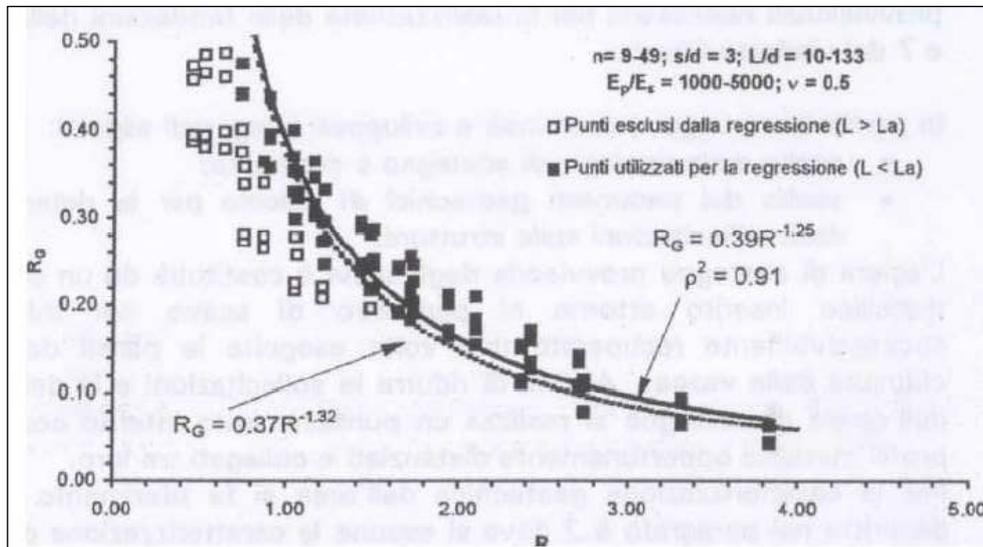


FIGURA 7-9: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

Ad esempio:

- $n = 9, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.37 \Rightarrow E_G = 3.35 \Rightarrow \delta_G \cong 18.4 \text{ mm};$
- $n = 8, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.40 \Rightarrow E_G = 3.20 \Rightarrow \delta_G \cong 17.6 \text{ mm}.$

7.1.3.13 *rigidezze assiali e trasversali*

Alla luce delle considerazioni esposte al § 7.1.3.11.1, la rigidezza del palo in direzione verticale viene stimata ipotizzando che la portata limite laterale venga mobilitata per uno spostamento di 10 mm.

I grafici a seguire riportano i valori di rigidezza verticale dei pali al variare della lunghezza degli stessi. I tabulati di derivazione dei grafici sono stati riportati precedentemente al § 7.1.3.1 congiuntamente ai tabulati di capacità portante verticale.

Fondazioni tipologiche - Portali Messaggi
NTC del 14/01/2008
Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 600mm

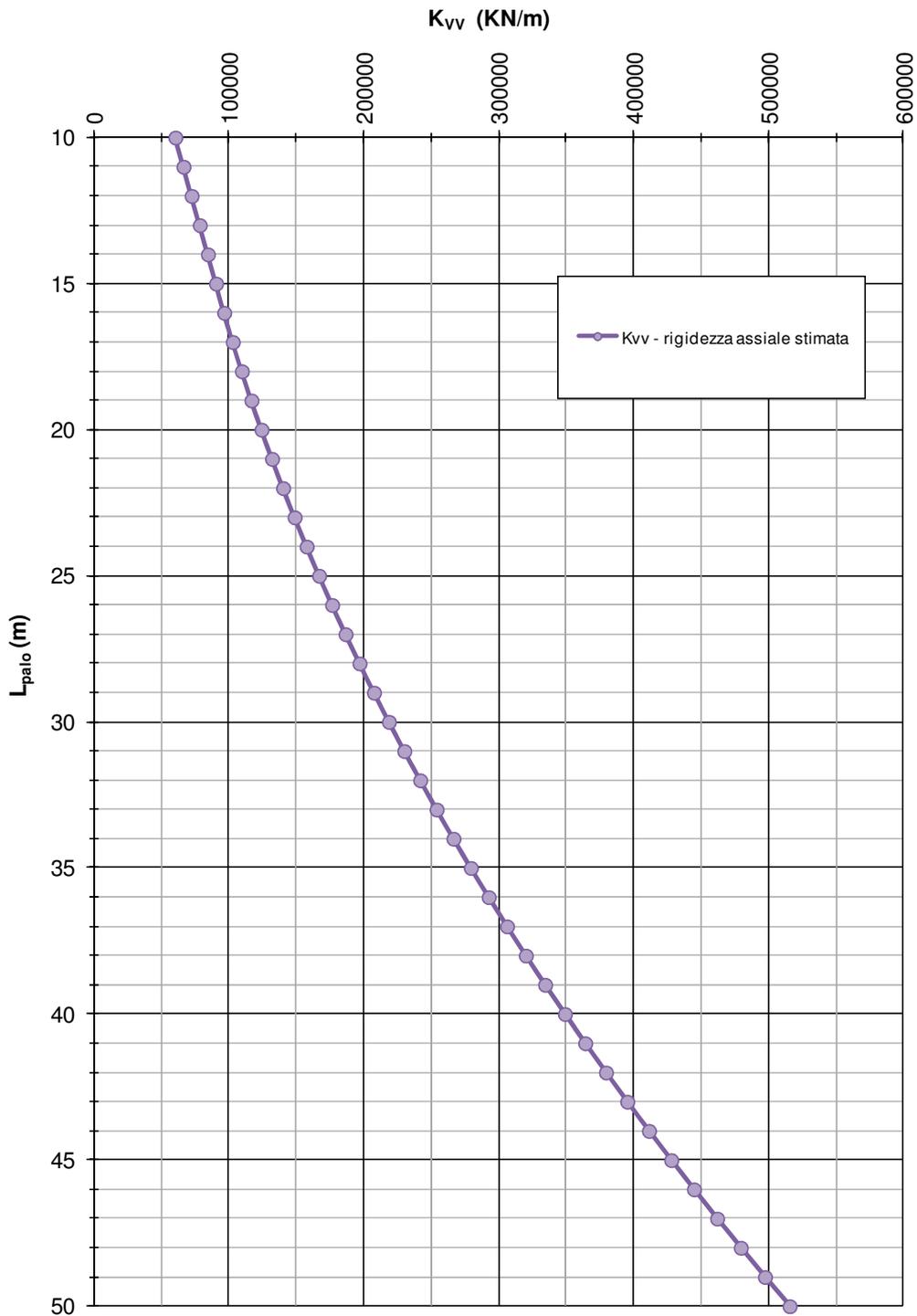


FIGURA 7-10: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 600 – FOND. TIPOLOGICHE

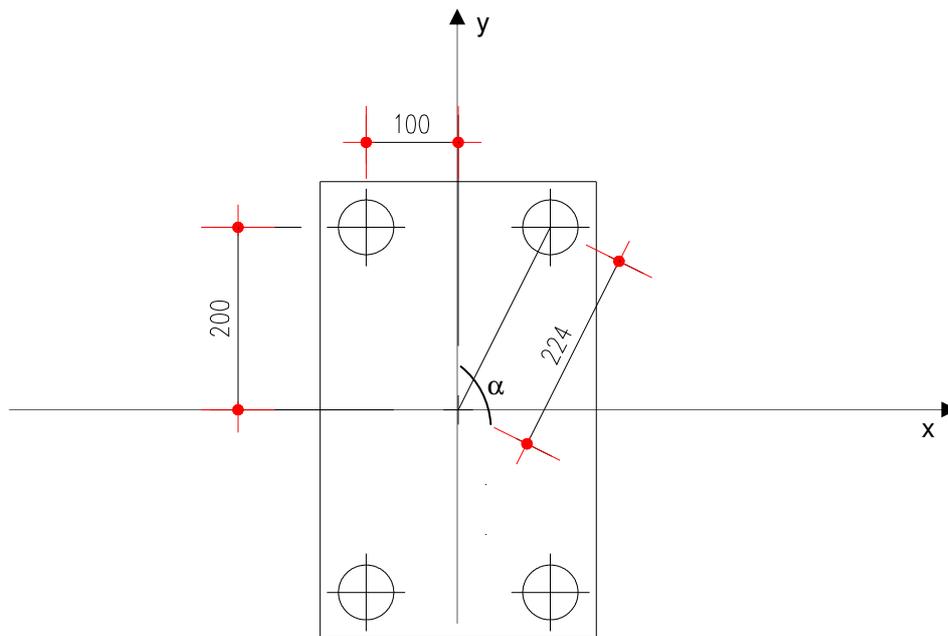
Di seguito inoltre si riportano i valori della costante di Matlock e Reese utilizzata per il calcolo della sollecitazione e gli elementi della matrice di rigidità di testa-palo calcolati secondo la formulazione fornita nell'Appendice C dell'Eurocodice 8 – Parte 5 per terreni con $E=E_s \cdot z/d$.

Pali ϕ 600 – FOND. TIPOLOGICHE

<i>Costante di Matlock e Reese</i>		
$K_{MR} =$	3 070	kN/m ³
<i>Rigidezze statiche alla testa dei pali</i>		
$K_{HH} =$	18 536	kN/m
$K_{MM} =$	112 717	kNm
$K_{HM} =$	-34 011	kN
Calcolo svolto secondo le indicazioni riportate in Appendice C dell'Eurocodice 8 - Parte 5		

7.1.4. Sollecitazioni e verifiche strutturali dei pali

Date le sollecitazioni ad intradosso fondazione si sono calcolate le sollecitazioni massime sui pali.



Si definiscono i seguenti parametri per la palificata in esame:

Modulo di resistenza rispetto all'asse x	w _x	8	m ³
Modulo di resistenza rispetto all'asse y	w _y	4	m ³
Modulo di resistenza poloare della palificata	w _p	8.96	m ⁴
Direzione del palo piu sollecitato a torsione	α	63	°
Numero di pali	n	4	

$$- T_x = V_x / n_{\text{pali}} - M_T / W_p \cdot \text{sen} \alpha$$

$$- T_y = V_y / n_{\text{pali}} + M_T / W_p \cdot \text{cos} \alpha$$

$$- T_{\text{max}} = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

$$- N_{\text{med}} = N / n_{\text{pali}}$$

$$- N_{\text{max}} = N_{\text{med}} + M_x / W_x + M_y / W_y + (\Sigma M_{l,p}) / W_l + (\Sigma M_{t,p}) / W_t = \text{carico verticale sul palo più sollecitato,}$$

$$- N_{\text{min}} = N_{\text{med}} - M_x / W_x - M_y / W_y - (\Sigma M_{l,p}) / W_l - (\Sigma M_{t,p}) / W_t = \text{carico verticale sul palo meno sollecitato.}$$

Nella tabella successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico e per ciascuna tipologia, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione di verifica sui pali piu sollecitati

Sollecitazioni sui pali per la tipologia a bandiera:

Combinazione di carico	<i>V_{max}</i>	<i>N_{max}</i>	<i>N_{min}</i>
C1 SLU-STR (Vento)	146	580	-101
C2 SLU-STR (Neve)	88	492	-7
C3 SLE-Rara (Vento)	97	413	-58
C4 SLE-Rara (Neve)	58	355	4
C5 SLE-Freq (Vento)	19	294	57
C6 SLE-Freq (Neve)	0	265	88
C7 SLE-Q.Perm	0	264	86
C8 SLV-(Sisma x)	49	529	-172
C9 SLV-(Sisma y)	58	452	-95
C10 SLV-(Sisma vert.)	20	399	-28
C11 SLU-GEO (Vento)	127	457	-102
C12 SLU-GEO (Neve)	76	382	-21

Sollecitazioni sui pali per la tipologia a cavalletto:

Combinazione di carico	<i>T_{max}</i>	<i>N_{max}</i>	<i>N_{min}</i>
C1 SLU-STR (Vento)	72	543	-62
C2 SLU-STR (Neve)	43	426	63
C3 SLE-Rara (Vento)	48	379	-24
C4 SLE-Rara (Neve)	29	301	59
C5 SLE-Freq (Vento)	10	215	135

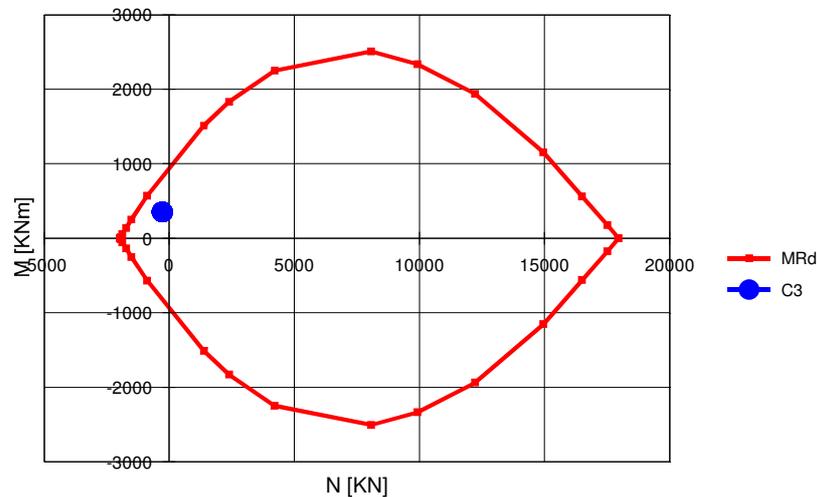
C6 SLE-Freq (Neve)	0	176	176
C7 SLE-Q.Perm	0	175	175
C8 SLV-(Sisma x)	56	402	-39
C9 SLV-(Sisma y)	58	366	-8
C10 SLV-(Sisma vert.)	23	280	92
C11 SLU-GEO (Vento)	62	441	-84
C12 SLU-GEO (Neve)	37	339	25

7.1.4.1 Verifica flessionale allo Stato Limite Ultimo

Il momento flettente massimo sul palo in funzione del taglio sollecitante è ricavato secondo quanto descritto nel paragrafo precedente al punto 7.1.3.3 e vale 352kNm relativamente ad un taglio massimo di 146 kNm

Diametro palo	ϕ_p	= 600 mm	
Area palo	A_p	= $\pi * \phi_p^2 / 4 =$	2827.43 cm ²
Armatura corrente del palo	A_a	= 16 ϕ 20 =	50.27 cm ² > 1% A_p
Copriferro	c	= 75 mm	
Staffe	A_s	= ϕ 12 / 20 =	
Lunghezza palo	L	= 15 m	

Si riporta il dominio di rottura della sezione:



Poiché i valori di sollecitazione di calcolo rientrano all'interno dei domini di rottura riportati, la verifica risulta soddisfatta.

7.1.4.2 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche a vengono eseguite controllando che, per ognuna delle altezze di rilevato considerate, i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza siano inferiori al taglio ultimo resistente.

V_{sdu}	146	kN
M_{sdu}	325	kNm
N_{sdu}	-270	kN
ϕ_{circ}	60	
b_w	54	cm
d	36.18	cm
r_{-}	1.238	m
$A_{\text{corone circolari}}$	38.01	cm ²
A_{sl}	19.005	cm ²
ϕ_{ferri}	2.0	cm
C_{ric}	6.5	cm
α	90	gradi

α	1.57	rad
θ	18.53	gradi
ctg θ	2.98	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	16.667	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
ρ	0.0097	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	105.244	kN
$V_{Rd,min}$	65.529	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	429.569	kN
V_{Rsd}	429.569	kN
V_{Rd}	429.569	kN

Poiché $V_{Rd} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta.

7.1.4.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio nella sezione risultano:

	Combinazione	f_{cls} (N/mm ²)	f_{arm} (N/mm ²)
SLE	Rara	-2.979	147
	Quasi permanente	-0.35	/

Poiché i valori di f_c e f_s rispettano i limiti prescritti le verifiche sono soddisfatte

7.1.5. Verifiche di portanza dei pali

Per le verifiche di portanza si confrontano le seguenti combinazioni con le tabella riportate al punto 7.1.3.1

Combinazione di carico significative	T_{max}	N_{max}	N_{min}
--------------------------------------	-----------	-----------	-----------

C1 SLU-STR (Vento)	146	580	-101
C11 SLU-GEO (Vento)	127	457	-102
C8 SLV-(Sisma x)	49	529	-172

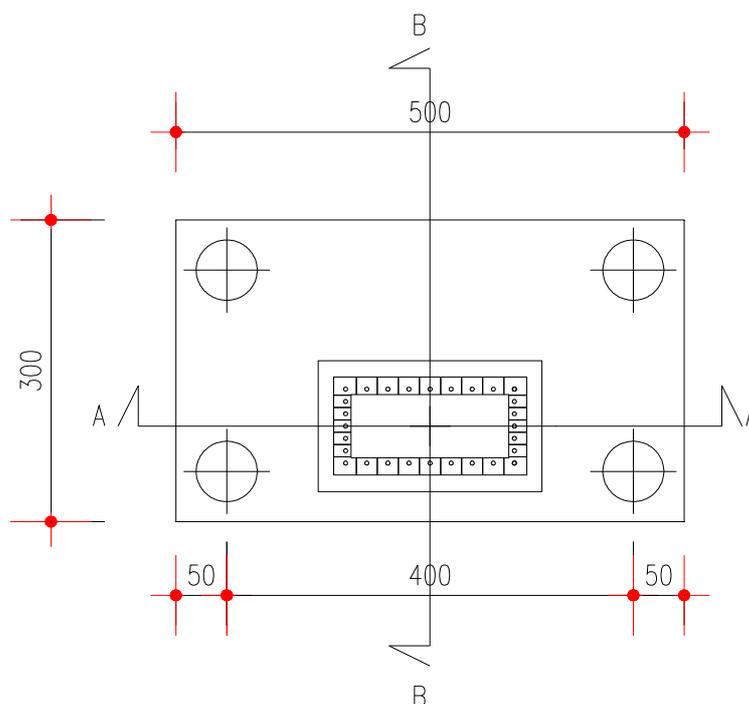
Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]		
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3

20.00	800.32	535.54	673.58	769.95	496.06	623.88
-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Come si evince dalle tabelle di capacità portante, per una lunghezza del palo di 20m le verifiche si ritengono soddisfatte.

7.1.6. Sollecitazioni e verifiche del basamento

Le verifiche del plinto di fondazione vengono eseguite su due sezioni A – A e B – B, indicate nell'immagine seguente:



A favore di sicurezza le sezioni vengono prese in posizione assiale alla struttura verticale.

Il calcolo delle sollecitazioni flettenti sulle sezioni di verifica vengono eseguite considerando il contributo dello sforzo assiale massimo presente nei pali di fondazione, assunto uguale per entrambi i pali che coinvolgono la sezione di verifica stessa. Il calcolo delle sollecitazioni taglianti sulle sezioni di verifica vengono eseguite sommando i carichi assiali presenti nei pali che coinvolgono la sezione di verifica

Il plinto di fondazione risulta ugualmente armato per ognuna delle cinque altezze di rilevato considerate per le verifiche dei pali, si prende quindi in considerazione l'altezza alla quale corrisponde lo sforzo assiale massimo.

Le sollecitazioni di verifica si ottengono come:

$$M_{Ed} = 2 * N_{palo} * d$$

$$V_{Ed} = N_{palo,p1} + N_{palo,p4} \quad \text{Sezione A - A}$$

$$V_{Ed} = N_{palo,p1} + N_{palo,p2} \quad \text{Sezione B - B}$$

Dove:

N_{palo} = Carico assiale sul palo nella combinazione considerata

d = braccio dell'azione assiale rispetto alla sezione di verifica

Vengono di seguito riportati i valori del momento flettente e del taglio sollecitanti che si hanno sulle sezioni di verifica per ogni combinazione di carico.

	Combinazione di carico	N_{palo} (kN)	d (m)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kNm)
SEZ A - A	SLU-STR	580	1.55	1797	1159
	SLE-Rara	413	1.55	1280	826
	SLE-Freq	294	1.55	911	588
	SLE-Q.Perm	264	1.55	819	529

	SLV-(Sisma)	529	1.55	1640	1058
	SLU-GEO	457	1.55	1418	915
SEZ B - B	SLU-STR	580	2	2319	1159
	SLE-Rara	413	2	1651	826
	SLE-Freq	294	2	1175	588
	SLE-Q.Perm	264	2	1057	529
	SLV-(Sisma)	529	2	2117	1058
	SLU-GEO	457	2	1830	915

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M. 14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

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 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.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico Quasi Permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

7.1.6.1 Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo

Sezione A – A:

Caratteristiche della sezione

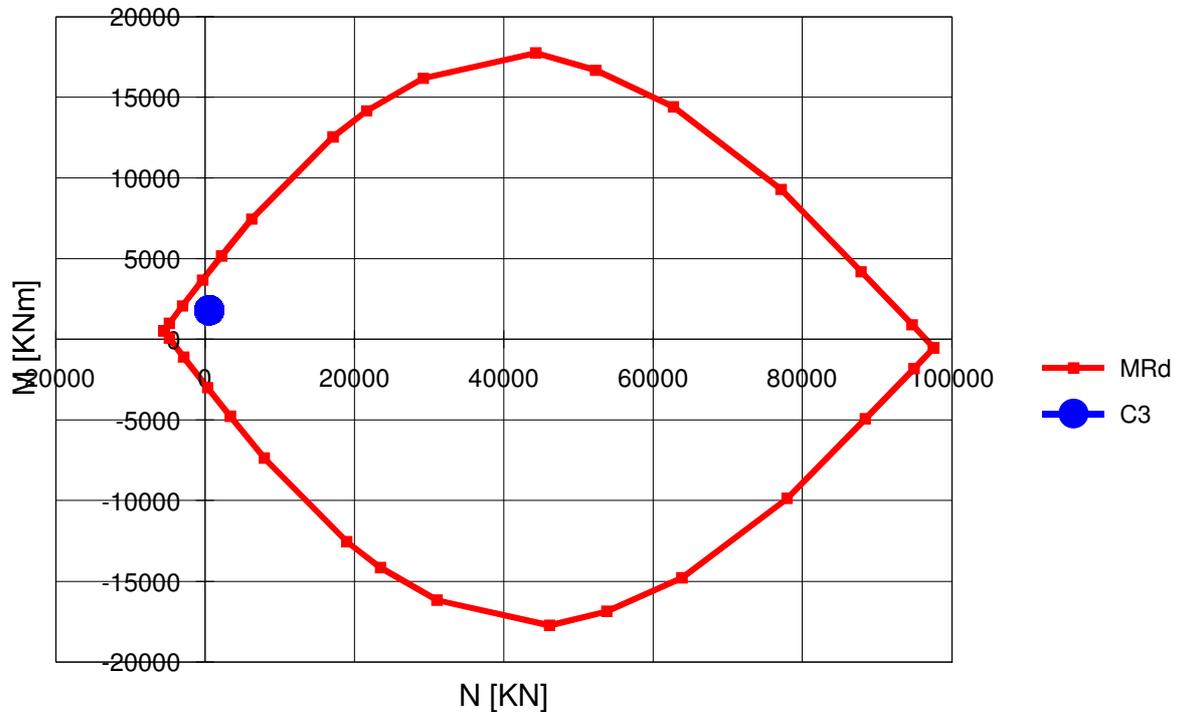
Altezza	H = 130 cm
larghezza	B = 500 cm
Copriferro	c = 7.00 cm

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa	$1\text{Ø}20/20 \text{ cm} = 81.68 \text{ cm}^2$
armatura compressa	$1\text{Ø}16/20 \text{ cm} + 5+5\text{Ø}20 = 58.31 \text{ cm}^2$

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Si riporta il dominio di rottura della sezione:



Poiché i valori di sollecitazione di calcolo rientrano all'interno dei domini di rottura riportati, la verifica risulta soddisfatta.

Le armature vengono convenientemente concentrate nelle fascie sovrastanti i pali.

Sezione B – B:

Caratteristiche della sezione

Altezza	H = 130 cm
larghezza	B = 300 cm
Copriferro	c = 7.00 cm

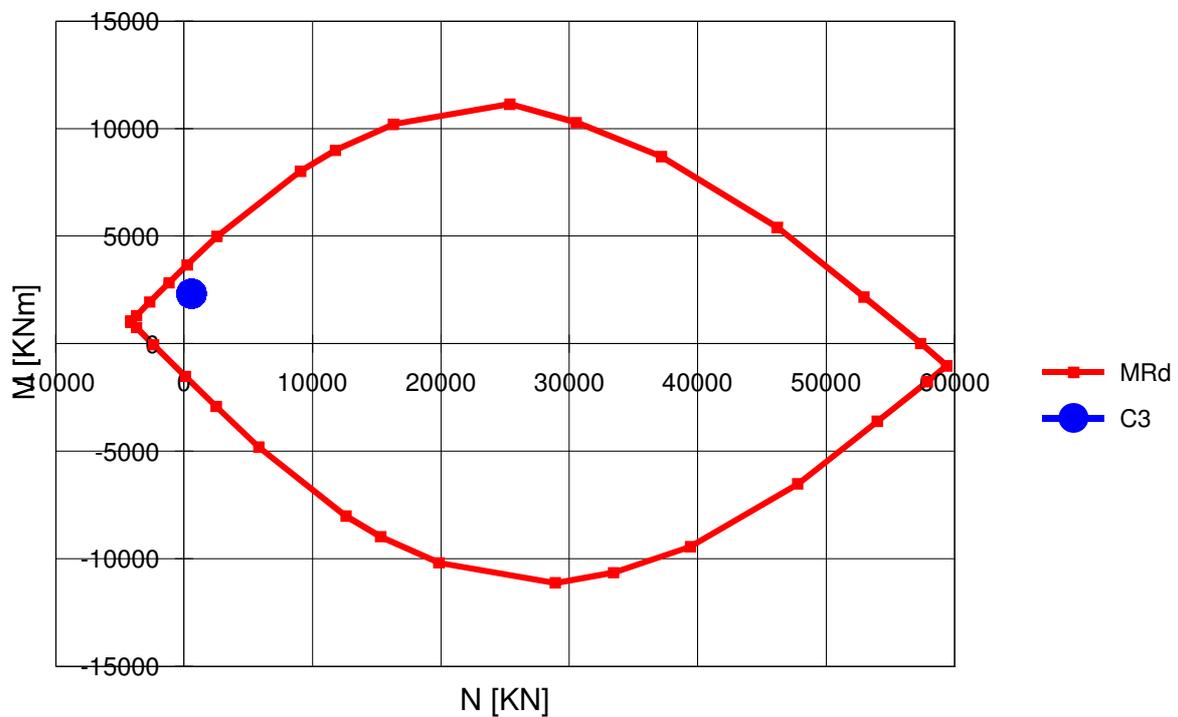
Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}20/20\text{ cm} + 4+5\text{Ø}20 = 75.39\text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}16/20 \text{ cm} = 30.16 \text{ cm}^2$

Le verifiche a vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza rientrino all'interno del dominio di rottura SLU della sezione di verifica.

Si riporta il dominio di rottura della sezione:



Poiché i valori di sollecitazione di calcolo rientrano all'interno dei domini di rottura riportati, la verifica risulta soddisfatta.

Le armature vengono convenientemente concentrate nelle fasce sovrastanti i pali.

7.1.6.2 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni calcolati in precedenza risultino inferiori al taglio resistente ultimo:

Sezione A – A:

La combinazione di carico più gravosa fra quelle prese in esame risulta essere quella sismica:

V_{sdu}	1159	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
bw	500	cm
d	123.00	cm
Asl	81.68	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1604.430	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

Sezione B – B:

La combinazione di carico più gravosa fra quelle prese in esame risulta essere quella statica con neve predominante:

V_{sdu}	300	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
bw	300	cm

d	123.00	cm
Asl	81.68	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
ctg θ	2.50	
θ imposto	21.80	gradi
<i>verifica senza armatura resistenti a taglio</i>		
V_{Rd}	1141.358	kN
$V_{Rd,min}$	1135.980	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

7.1.6.3 Verifiche a punzonamento allo Stato Limite Ultimo

La verifica viene eseguita controllando che il valore del carico assiale massimo sul palo calcolato in precedenza, risulti inferiore alla resistenza ultima per punzonamento:

La combinazione di carico più gravosa fra quelle prese in esame risulta essere quella sismica nel caso di $H_{rit} = 0.00m$:

carico	N_{sdu}	580	kN
materiali	fcd	18.156	N/mm ²
	fctd	1.263	N/mm ²
geometria	h	130	cm
	u	260	cm
	\square		
Forza resis.	F_{Ru}	2133	kN

7.1.6.4 Verifiche di fessurazione

Sezione A – A:

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	PMV
	Sez A - A
	frequente
Larghezza b (cm)	500.000
Altezza h (cm)	123.000
Armatura tesa 1°strato A_a (cm^2)	1Ø20/20 81.680
Copriferro 1°strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa $A'a$ (cm^2)	1Ø16/20+5+5Ø20 58.310
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	1175
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm^2)	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm^2)	2.43
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm^2)	0.97

Non si ha formazione di fessure.

Sezione B - B:

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	PMV
	Sez B - B
	frequente
Larghezza b (cm)	300.000
Altezza h (cm)	123.000
Armatura tesa 1°strato A_a (cm^2)	1Ø20/20+4+5Ø20

	75.390
<i>Copriferro 1° strato c1 (cm)</i>	7.000
<i>Armatura Compresa A'a (cm²)</i>	1Ø16/20 30.160
<i>Copriferro armatura compressa c' (cm)</i>	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	1175.00
FORMAZIONE FESSURE	
<i>Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm²)</i>	2.89
<i>Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm²)</i>	2.43
<i>Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm²)</i>	1.25

Non si ha formazione di fessure.

7.2. TORRI FARO

Si riportano nel seguito le geometrie e l'analisi dei carichi relativi alle strutture in elevazione delle torri faro

7.2.1. Azioni trasmesse dall'elevazione

7.2.1.1 Carichi permanenti

Si riportano i pesi permanenti dei diversi elementi della struttura:

Per il peso proprio della struttura verticale si è fatto riferimento alla Tabella 3.1.I delle NTC2008, in particolare per l'acciaio è riportato un peso per unità di volume pari a 78.50kN/m^3 .

$$P_{\text{Str,v}} = 35 \text{ kN}$$

Plinto di fondazione:

$$P_{\text{Plinto}} = 527 \text{ kN}$$

7.2.1.2 Azioni da vento

Le torri faro sono disposte lungo tutto il tracciato autostradale caratterizzato da altezze di rilevato variabili da 2 a 10m. Cautelativamente verrà svolto il calcolo dell'azione del vento per l'altezza massima di rilevato pari a 10m.

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione parallela all'asse stradale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * C_e * C_p * C_d$$

dove:

q_b pressione cinetica di riferimento

C_e coefficiente di esposizione

C_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

C_d coefficiente dinamico

I dati di ingresso sono i seguenti:

Regione:

	v_{b,o} (m/s)	a_o (m)	k_a (1/s)
Zona 1 = Regione Lombardia.	25	1000	0.010

Si assumono inoltre i seguenti parametri:

- Classe di rugosità : D Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)
- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità < 500 m

La Categoria di esposizione risulta in funzione della rugosità:

Altitudine	Classe di Rugosità	Categoria di esposizione
fino a 500 m	D	II

Da cui :

Categoria	kr	z ₀ (m)	z _{min} (m)
II	0,19	0,05	4

- La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 0,5 * \rho * V_b^2 = 390.63 \text{ N/m}^2$$

dove ρ è la densità dell'aria e vale $1,25 \text{ kg/m}^3$.

- Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z dal piano di campagna (rilevato compreso, se presente) del punto considerato, dalla topografia e dalla categoria di esposizione. Si calcola il coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza z sul suolo con coefficiente di topografia $c_t = 1$:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

per $z \geq z_{\min}$

per $z < z_{\min}$ si calcola con $z = z_{\min}$.

I valori di c_e per la categorie di esposizione II, assumono i seguenti valori:

$$c_{e,\max}(z = 40\text{m}) = 3.3$$

- Coefficiente dinamico c_d

Facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 2008, per l'opera in oggetto si assume un valore di $c_d = 1$.

- Coefficiente di forma c_p

Il coefficiente di forma c_p viene ottenuto facendo riferimento alle indicazioni fornite dalla circolare applicativa al punto C 3.3.10.6

$$c_p = 0.7$$

Da quanto sopra riportato si ha:

Altezza di rilevato $H_{\text{ril}} = 10\text{m}$

$$p_{\max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 3.3 * 0.7 = 0.903 \text{ kPa}$$

La pressione di calcolo viene applicata come pressione uniforme rispettivamente sulle superfici di esposizione identificate dalla struttura orizzontale e verticale.

7.2.1.3 Azioni sismiche

L'azione sismica dovuta alla struttura in elevazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = S_d * W / g$$

Dove:

W = peso della struttura in elevazione

Mentre l'azione sismica dovuta all'inerzia della fondazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = k_h * W / g$$

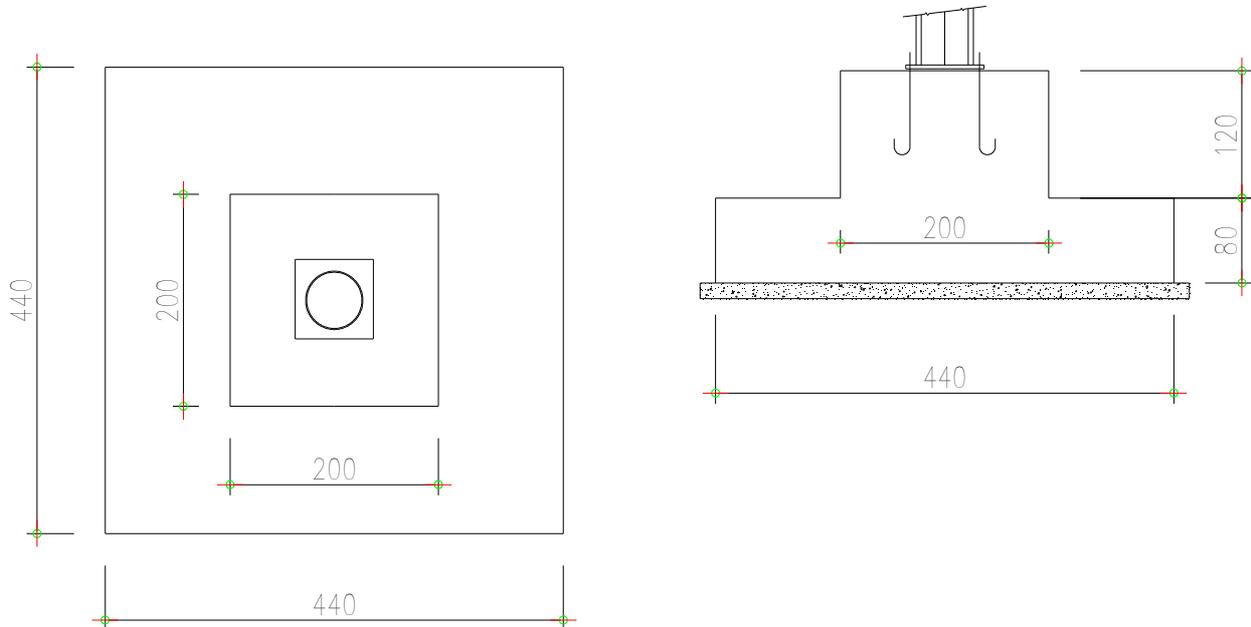
Dove:

W = peso del plinto di fondazione

La forza orizzontale ottenuta dall'analisi, distribuita sull'altezza della struttura, segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

7.2.2. Plinto di fondazione

Si riporta l'analisi del plinto di fondazione



7.2.2.1 Carichi elementari sulla fondazione

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari relative al plinto di fondazione della torre faro.

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
P.p. Struttura orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P.p. PMV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P.p. Struttura verticale	35.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P.p. Fondazione	527.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico da neve	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico da vento	0.00	10.26	0.00	0.00	154.00
Azione sismica Orizzontale x	0.00	12.65	0.00	0.00	253.00
Azione sismica Orizzontale y	0.00	0.00	12.65	253.00	0.00
Azione sismica Verticale	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00

7.2.2.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da neve e vento; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei due suddetti carichi come azione variabile di base.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per le verifiche degli elementi della struttura:

	P.p. Str. Ox	Pp PMV	P.p. Str. Vx	Fondazion e	Nev e	Vent o	Sisma x	Sisma y	Sisma v
C1 SLU-STR (Vento)	1.35	1.35	1.35	1.35	0.75	1.5	0	0	0
C2 SLU-STR (Neve)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	0.9	0	0	0
C3 SLE-Rara (Vento)	1	1	1	1	0.5	1	0	0	0
C4 SLE-Rara (Neve)	1	1	1	1	1	0.6	0	0	0
C5 SLE-Freq (Vento)	1	1	1	1	0	0.2	0	0	0
C6 SLE-Freq (Neve)	1	1	1	1	0.2	0	0	0	0
C7 SLE-Q.Perm	1	1	1	1	0	0	0	0	0
C8 SLV-(Sisma x)	1	1	1	1	0	0	1	0.3	0.3
C9 SLV-(Sisma y)	1	1	1	1	0	0	0.3	1	0.3
C10 SLV-(Sisma vert.)	1	1	1	1	0	0	0.3	0.3	1
C11 SLU-GEO (Vento)	1	1	1	1	0.65	1.3	0	0	0
C12 SLU-GEO (Neve)	1	1	1	1	1.3	0.78	0	0	0

7.2.2.3 Sollecitazioni sul plinto di fondazione

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione, calcolati secondo il procedimento descritto nel paragrafo "Criteri di calcolo".

	N (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
C1 SLU-STR (Vento)	758.70	15.39	0.00	0.00	231.00
C2 SLU-STR (Neve)	758.70	9.23	0.00	0.00	138.60
C3 SLE-Rara (Vento)	562.00	10.26	0.00	0.00	154.00
C4 SLE-Rara (Neve)	562.00	6.16	0.00	0.00	92.40
C5 SLE-Freq (Vento)	562.00	2.05	0.00	0.00	30.80
C6 SLE-Freq (Neve)	562.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7 SLE-Q.Perm	562.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8 SLV-(Sisma x)	564.46	12.65	3.80	75.90	253.00
C9 SLV-(Sisma y)	564.46	3.80	12.65	253.00	75.90
C10 SLV-(Sisma vert.)	570.20	3.80	3.80	75.90	75.90
C11 SLU-GEO (Vento)	562.00	13.34	0.00	0.00	200.20
C12 SLU-GEO (Neve)	562.00	8.00	0.00	0.00	120.12

7.2.3. Sollecitazioni e verifiche del basamento

Per la condizione più gravosa si ha che l'eccentricità del carico risulta:

$$e = M/N = 0.45m$$

Il basamento ha dimensioni 4.4 x 4.4m pertanto le dimensioni del nocciolo centrale d'inerzia sono:

$$\rho = H/6 = 4.4/6 = 0.73$$

La sezione risulta INTERMANETE REAGENTE

La tensione massima di contatto relativa alla massima eccentricità (condizione C8) è:

$$\sigma = N/A + M/W = 565/19.3 + 253/14.20 = 47.09 \text{ kPa}$$

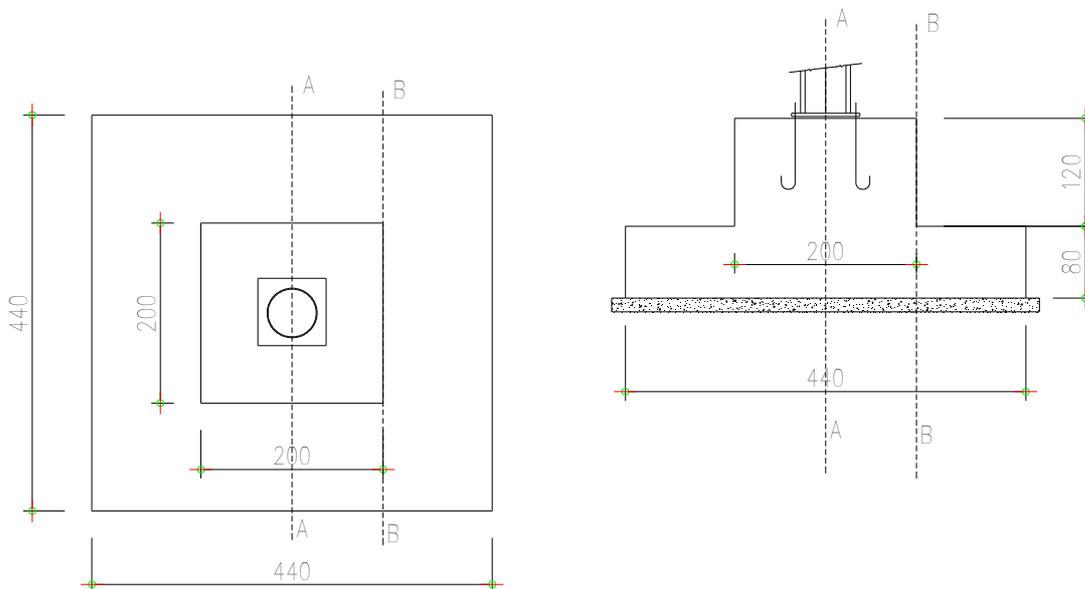
La massima pressione di contatto in assoluto risulta per la condizione C1

$$\sigma = N/A + M/W = 758/19.3 + 231/14.20 = 55.54 \text{ kPa}$$

Il basamento viene verificato con uno schema semplificato, considerando la fondazione come incastrata sull'asse del palo, soggetta alla pressione massima, uniformemente distribuita. Tale schematizzazione semplificata risulta a favore di sicurezza.

Sezione A – A:

7.2.3.1 Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo



Caratteristiche della sezione

Altezza $H = 200 \text{ cm}$

larghezza $B = 440 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}16/20 \text{ cm} = 44.23 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}16/20 = 44.23 \text{ cm}^2$

il momento massimo per la sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (56 \cdot 4.4) \cdot (4.4/2)^2 = 597 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} 5435 \text{ kNm}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta

Sezione B – B:

Caratteristiche della sezione

Altezza $H = 80 \text{ cm}$

larghezza $B = 440 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}16/20 \text{ cm} = 44.23 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}16/20 = 44.23 \text{ cm}^2$

il momento massimo per la sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (56 \cdot 4.4) \cdot (1.20)^2 = 178 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} 1271 \text{ kNm}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta

7.2.3.2 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo la verifica risulta significativa per la sola sezione B-B, il taglio massimo per tale sezione è:

$$T_{\max} = (56 \cdot 4.4) \cdot 1.2 = 300 \text{ kN}$$

Sezione B – B:

V_{sdu}	300	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	178	kN
bw	440	cm
d	73.00	cm
Asl	44.23	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ_{imposto}	21.80	gradi
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	945.149	kN
$V_{Rd,min}$	1142.940	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

7.2.3.3 Verifiche di fessurazione

Sezione A – A:

tensione massima in combinazione frequente:

$$\sigma = N/A + M/W = 562/19.3 + 93/14.20 = 35.67 \text{ kPa}$$

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (35.67 \cdot 4.4) \cdot (4.4/2)^2 = 380 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez A - A
	Frequente
Larghezza <i>b</i> (cm)	440.000
Altezza <i>h</i> (cm)	200.000
Armatura tesa 1° strato <i>Aa</i> (cm ²)	1Ø16/20 44.23
Copriferro 1° strato <i>c1</i> (cm)	7.000
Armatura Compressa <i>A'a</i> (cm ²)	1Ø16/20 44.23
Copriferro armatura compressa <i>c'</i> (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	380.00
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, <i>f_{ctm}</i> (N/mm ²)	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, <i>f_{ctk}</i> (N/mm ²)	2.43
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, <i>σ_{ct}</i> (N/mm ²)	0.13

Non si ha formazione di fessure.

Sezione B - B:

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (35.67 \cdot 4.4) \cdot (1.20)^2 = 113 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez B - B
	Frequente
Larghezza b (cm)	440.000
Altezza h (cm)	80.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Ø16/20 44.23
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1Ø16/20 44.23
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	113
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.43
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	0.22

Non si ha formazione di fessure.

7.3. CABINE IMPIANTI

Per la cabina di alloggio degli impianti si adottano strutture prefabbricate che devono essere dimensionate tenendo conto delle caratteristiche specifiche dei siti di installazione e in specifico delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.