

CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

O-PARTE GENERALE

00-GENERALE

00002 - ELABORATI TIPOLOGICI
FONDAZIONI TORRE PER IMPIANTI

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA RIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

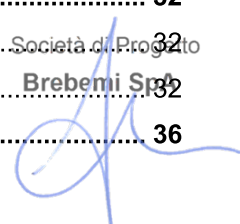
I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO											PROGR.		DATA:	
	SMIT	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016
66132	04	RC	E	I	11	00	002	00	00	014	00	A	00	SCALA:	-

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE								
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

	<p>IL CONCEDENTE</p> <p>CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE</p>	<p>IL CONCESSIONARIO</p> <p>SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA</p> <p>Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	---	--

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	8
4.2	Conglomerato cementizio per fondazioni.....	8
4.3	Acciaio per cemento armato.....	9
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	9
5.1	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	10
6	CRITERI DI CALCOLO.....	10
6.1	Criteri e definizione dell'azione sismica.....	10
6.2	Combinazioni di carico agli stati limite.....	14
7	METODO DI CALCOLO.....	17
7.1	Verifica a ribaltamento.....	17
7.2	Verifica a scorrimento.....	17
7.3	Verifica al carico limite.....	18
8	$H_{PALO} = 30.00M$.....	22
8.1	Analisi dei carichi.....	22
8.1.1	Carichi permanenti.....	22
8.1.2	Azione del vento.....	22
8.2	Plinto di fondazione.....	26
8.2.1	Geometria della fondazione.....	26
8.3	Azioni all'imposta della fondazione.....	26
8.3.1	Combinazioni di carico.....	27
8.3.2	Terne ad intradosso fondazione.....	27
8.4	Verifiche del basamento.....	27
8.4.1	Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture.....	28
8.4.2	Verifiche SLU (EQU) di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido.....	28
8.4.3	Verifiche strutturali.....	31
9	$H_{PALO} = 15.00 M$.....	32
9.1	Analisi dei carichi.....	32
9.1.1	Carichi permanenti.....	32
9.1.2	Azione del vento.....	32
9.2	Plinto di fondazione.....	36



9.2.1	Geometria della fondazione.....	36
9.3	Azioni all'imposta della fondazione	37
9.3.1	Combinazioni di carico	37
9.3.2	Terne ad intradosso fondazione.....	37
9.4	Verifiche del basamento	37
9.4.1	Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture.....	38
9.4.2	Verifiche SLU (EQU) di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido	38
9.4.3	Verifiche strutturali.....	41

APPROVATO SDP

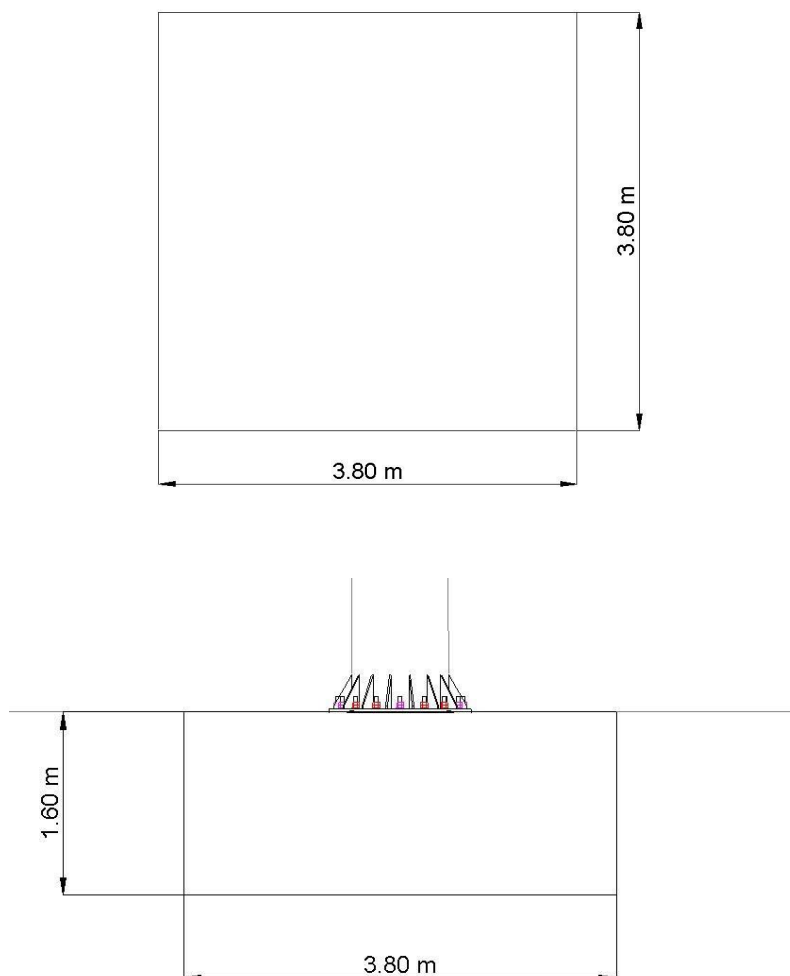
1 PREMESSA

La presente relazione tratta l'analisi strutturale e le condizioni di stabilità del basamento di fondazione delle torri per impianti speciali nell'ambito dei lavori inerenti il Progetto Esecutivo (PE) dell'adeguamento a due carreggiate del Lotto 0A e degli svincoli dell'interconnessione delle autostrade A4 (Milano - Venezia) ed A35 (Collegamento Autostradale di connessione tra le città di Brescia e Milano, denominata in seguito BBM).

I pali in oggetto sono di altezza pari a 30.00 m e 15.00m sui quali viene montata una serie di apparecchiature elettroniche.

La geometria del basamento di fondazione è la seguente:

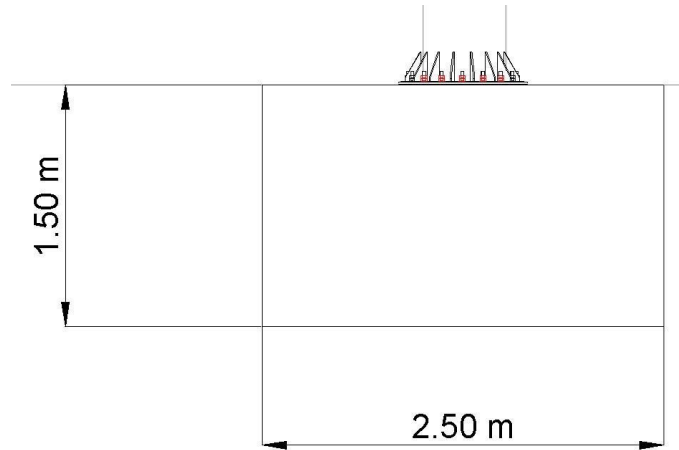
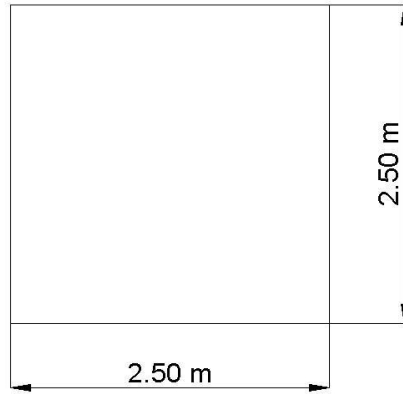
Fondazione per torre di altezza $H_{palo} = 30.00m$:



APPROVATO SDP

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 5 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

Fondazione per torre di altezza $H_{\text{palo}} = 15.00\text{m}$:



Le analisi e le verifiche strutturali riportate nel presente documento sono da ritenersi valide per tutte le fondazioni delle torri per impianti speciali sui lotti di competenza.

Società di Progetto
Brebemi SpA



A handwritten signature in blue ink, located below the company name.



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100001000001400	REV. A00	FOGLIO 6 di 41
---	--------------------------------	---	-------------	-------------------

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono effettuate nello spirito del metodo *semiprobabilistico agli Stati Limite* nel rispetto della normativa vigente, prendendo in particolare a riferimento le seguenti leggi, normative e circolari:

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 7 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100001000001400	REV. A00	FOGLIO 8 di 41
---	--------------------------------	---	-------------	-------------------

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

[1] Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Parte Generale – Geologia Idrogeologia e Geomorfologia – Relazione Sismica – Asse Principale Doc. N° 0060804RAE00000009000400100A00

[2] Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Parte Generale – Geotecnica – Relazione Geotecnica Generale– Asse Principale Doc. N. 0042904ROE00000010000400600A00

[3] Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – CORPO AUTOSTRADALE - PARTE STRADALE – TIPOLOGICI IMPIANTI – FONDAZIONI TERRE PER IMPIANTI . Carpenteria e armatura Doc. N. 1775404CPE00000002000000400A00

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

5 DURABILITÀ 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.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Pali</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

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 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche degli elementi strutturali costituenti la fondazione.

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 10 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

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 ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $C_{nom}=40$ mm.

6 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.

6.1 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.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100001000001400	REV. A00	FOGLIO 11 di 41
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

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.2.4.11 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:

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

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

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

APPROVATO BDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



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"	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	120	0.080	2.398	0.256
Danno	201	0.100	2.422	0.263
Salvaguardia Vita	1898	0.222	2.476	0.298
Prevenzione Collasso	2475	0.242	2.480	0.302

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

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLV	1898	0.222	2.476	0.298

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.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100001000001400	REV. A00	FOGLIO 13 di 41
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria " C " .

Il valore del *coefficiente di amplificazione stratigrafico* risulta:

$$S_s(\text{SLV})=1.4-0.4 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1.371$$

Il coefficiente di amplificazione topografica S_t viene assunto pari ad 1.

Pertanto: $a_{\max}(\text{SLV})=S \cdot a_g=S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1.371 \cdot 1.00 \cdot 0.222g = 0.304g$

I valori del coefficiente β_m sono in funzione della categoria di sottosuolo, del range di valori che può assumere l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento e della possibilità o meno di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (traslare e ruotare intorno al piede).

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II (NTC) e nel caso in esame, considerando l'impossibilità per il basamento di subire spostamenti rispetto al terreno, si avrebbe: $\beta_m=0.31$.

Pertanto, i due *coefficienti sismici* orizzontali e verticali valgono:

$$(\text{SLV}) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.094 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.047$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti e combinata con le altre azioni in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli.

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 di 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:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot 1/q$$

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:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 14 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

$$S_d = 0.222g * 1.371 * 2.476 * 1/2 = 0.377g$$

I valori delle accelerazioni di progetto verticali si calcolano come:

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

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".

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

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata:

$$S_d = 0.222g * 1.371 * 1.575 * 1/2 = 0.240g$$

Dove:

$$F_v = 1.35 \cdot 2.476 \cdot \sqrt{0.222} = 1.575$$

6.2 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,

Società di Progetto
Brebemi SpA



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)

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	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_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

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

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:

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

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100001000001400	REV. A00	FOGLIO 16 di 41
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

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.

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 17 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

7 METODO DI CALCOLO

7.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il plinto (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il plinto (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del plinto (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del plinto (applicato nel baricentro) ed il peso della struttura di elevazione. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

7.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del plinto lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il plinto deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: le forze d'inerzia parallela al piano di fondazione, la spinta dovuta al carico da vento.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del plinto. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Nel caso in oggetto verrà assunto un angolo $\delta_f = \phi$ ed una spinta a valle nulla.

7.3 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot B_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c , d_q , d_γ , sono i fattori di profondità; s_c , s_q , s_γ , sono i fattori di forma; i_c , i_q , i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c , b_q , b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c , g_q , g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f C_a}})$$

APPROVATO SDP

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ)H}{V + A_r c_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^\beta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \text{tg} \delta + A_r c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$



Doc. N.
66130-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI1100001000001400

REV.
A00

FOGLIO
21 di 41

$\beta + \eta \leq 90^\circ$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII100001000001400	REV. A00	FOGLIO 22 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

8 H_{PALO} = 30.00m

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Carichi permanenti

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risultano i seguenti carichi:

- Palo altezza 30.00 m: 17.20 kN
- n° 4 telecamere: 0.044 kN
- n° 1 telecamera DOM: 0.15 kN
- n° 1 armadio 600 x 600: 0.25 kN
- n° 1 antenna settoriale 550 x 250: 0.02kN

Il peso totale delle attrezzature risulta: 0.524 kN

Il peso del plinto risulta:

$$P_{pl} = (3.80 * 3.80 * 1.60) * 25.00 = 577.60 \text{ kN}$$

8.1.2 Azione del vento

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 perpendicolare 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:

Società di Progetto
Brebemi SpA



- 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	k_r	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 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 considerando a favore di sicurezza l'altezza di rilevato massima che si verifica sul tracciato e 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 $z = Z_{min}$.

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 24 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

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

$$c_e(z_{\min} = 4,0\text{m}) = 1,80$$

Palo in rilevato:

$$c_e(z = 21.00\text{m}) = 2.84$$

- 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 per i corpi cilindrici:

$$c_p = 1.20$$

Da quanto sopra riportato si ha:

Palo in rilevato:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.84 * 1.20 = 1.33 \text{ kPa}$$

8.1.2.1 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

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 25 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

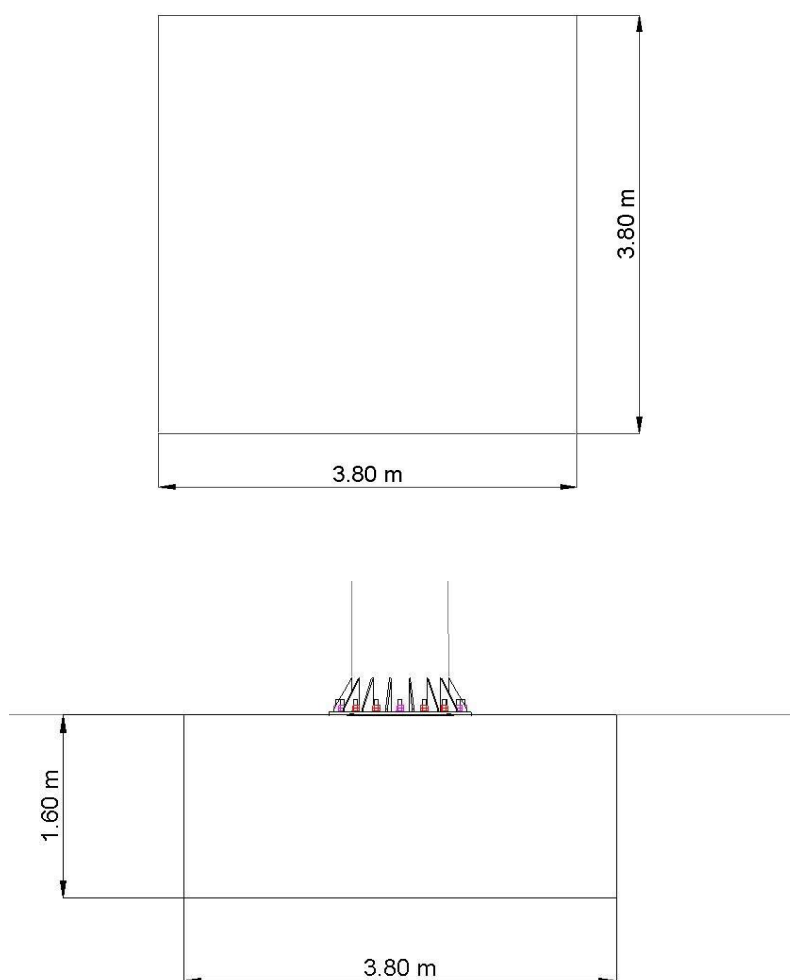


8.2 Plinto di fondazione

Si riporta l'analisi della plinto di fondazione.

8.2.1 Geometria della fondazione

La geometria della fondazione viene riportata nell'immagine seguente.



Per maggiori dettagli sulla geometria della fondazione si rimanda agli elaborati grafici.

8.3 Azioni all'imposta della fondazione

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari relative al plinto, riferite agli assi baricentrici della fondazione.

Società di Progetto

Brebeni SpA



	N (kN)	V _t (kN)	M _t (kNm)
P.p. Impianti	0.53	0.00	0.00
P.p. Palo	17.20	0.00	0.00
P.p. Fondazione	577.60	0.00	0.00
Carico da vento	0.00	33.69	559.24
Azione sismica Orizzontale	0.00	60.98	185.10

8.3.1 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. Sbr.	Pp Lamp.	P.p. Palo	Fondazione	Vento	Sisma
SLU-STR (Vento)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	0
SLE-Rara (Vento)	1	1	1	1	1	0
SLV-(Sisma)	1	1	1	1	0	1
SLU-GEO (Vento)	1	1	1	1	1.3	0

8.3.2 Terne ad intradosso 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)	V _t (kN)	M _t (kNm)
SLU-STR (Vento)	803.70	50.53	838.85
SLE-Rara (Vento)	595.33	33.69	559.24
SLV-(Sisma)	595.33	60.98	185.10
SLU-GEO (Vento)	595.33	43.80	727.01

8.4 Verifiche del basamento

8.4.1 Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. 00429-00010-A-00 e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

Caratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} - 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_c) sia orizzontale ($\beta = 0$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K_{0k}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{0M1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{0M2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Ak}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Pk}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

8.4.2 Verifiche SLU (EQU) di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido

Le verifiche eseguite sono le seguenti:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Scorrimento sul piano di posa;

Per la definizione del carico del terreno di fondazione è stata adottato il metodo di Brinch-Hansen.

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo delle verifiche eseguite, e per ciascuna di esse sarà esplicitata quella con il coefficiente di sicurezza minore.

Pressione al piano di posa delle fondazioni	32.00	kN/mc
Eccentricità in direzione larghezza	1.22	m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00	m
Larghezza ridotta	1.36	m
Lunghezza ridotta	3.80	m
Coefficiente di sicurezza	1.80	

RISULTATI			
	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	$0.5 \cdot \gamma' \cdot B = 13.58$	$c' = 0.00$	$q' = 32.00$
Fattori di :			
capacità portante	N_y = 30.21	N_c = 35.49	N_q = 23.18
forma	s_y = 0.86	s_c = 1.23	s_q = 1.22
approfondimento	d_y = /	d_c = 1.25	d_q = 1.24
Fattori correttivi di :			
incl. del carico	i_y = 0.81	i_c = 0.87	i_q = 0.88
incl. della base	b_y = 1.00	b_c = 1.00	b_q = 1.00
Termini complessivi di :			
Superficie	285.23		
Coesione	0.00		
Profondità	984.72		
Pressione limite=	1.270	N/mm²	
Pressione ammissibile: $(P_{lim} - q) / FS + q =$	0.720	N/mm²	
Pressione ammissibile: $P_{lim} / FS =$	0.706	N/mm²	

La verifica risulta soddisfatta

8.4.2.2 Ribaltamento

La verifica viene riportata solo per la combinazione SLU-GEO (Vento) e per il caso di palo su terrapieno in quanto risulta essere il più gravoso.

Si riportano in seguito il valore del momento ribaltante.

Combinazione SLU - EQU (Vento):

$$M_{Rib} = 838.86 \text{ kNm}$$

Si riportano in seguito il valore del momento stabilizzante. Il valore del momento stabilizzante viene calcolato trascurando il peso della struttura in elevazione e risulta:

$$M_{Res,t} = 987.70 \text{ kNm}$$

Il coefficiente di sicurezza assume conseguentemente il seguente valore:

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 31 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

$$FS_{rib,t} = 1.17 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta

8.4.2.3 Scorrimento sul piano di posa

Si riportano in seguito i valori delle spinte instabilizzanti in direzione trasversale e longitudinale nelle combinazioni relative alla verifica in oggetto:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$V_{Sco,l} = 43.80 \text{ kN}$$

Combinazione SLV - (Sisma):

$$V_{Sco,l} = 60.98 \text{ kN}$$

I valori della spinta stabilizzante vengono calcolati trascurando il peso della struttura in elevazione e risultano:

$$V_{Stab} = 361.02 \text{ kN}$$

I coefficienti di sicurezza assumono conseguentemente i seguenti valori:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$FS_{Sco,t} = 8.24 \text{ kNm} \quad < 1.10$$

Combinazione SLV - (Sisma long):

$$FS_{Sco,t} = 5.92 \text{ kNm} \quad < 1.10$$

8.4.3 Verifiche strutturali

La struttura il esame risulta molto tozza e le sollecitazioni insorgenti dai carichi descritti risultano sempre di lieve entità, le verifiche strutturali risultano quindi sempre verificate.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




9 H_{PALO} = 15.00 M

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Carichi permanenti

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risultano i seguenti carichi:

- Palo altezza 30.00 m: 17.20 kN
- n° 4 telecamere: 0.044 kN
- n° 1 telecamera DOM: 0.15 kN
- n° 1 armadio 600 x 600: 0.25 kN
- n° 1 antenna settoriale 550 x 250: 0.02kN

Il peso totale delle attrezzature risulta: 0.524 kN

Il peso del plinto risulta:

$$P_{pl} = (2.50 * 2.50 * 1.50) * 25.00 = 234.38 \text{ kN}$$

9.1.2 Azione del vento

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 perpendicolare 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:

	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII100001000001400	REV. A00	FOGLIO 33 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

	$v_{b,o}$ (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	k_r	z_o (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 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 considerando a favore di sicurezza l'altezza di rilevato massima che si verifica sul tracciato e 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:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 34 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

$$c_e(z_{\min} = 4,0\text{m}) = 1,80$$

Palo in rilevato:

$$c_e(z = 13.50\text{m}) = 2.54$$

Palo in trincea:

$$c_e(z = 7.5\text{m}) = 2.17$$

- 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 per i corpi cilindrici:

$$c_F = 1.20$$

Da quanto sopra riportato si ha:

Palo in rilevato:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.54 * 1.20 = 1.19\text{kPa}$$

Palo in trincea:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.17 * 1.20 = 1.02\text{kPa}$$

9.1.2.1 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:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 35 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

$$F_h = k_h * W / g$$

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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

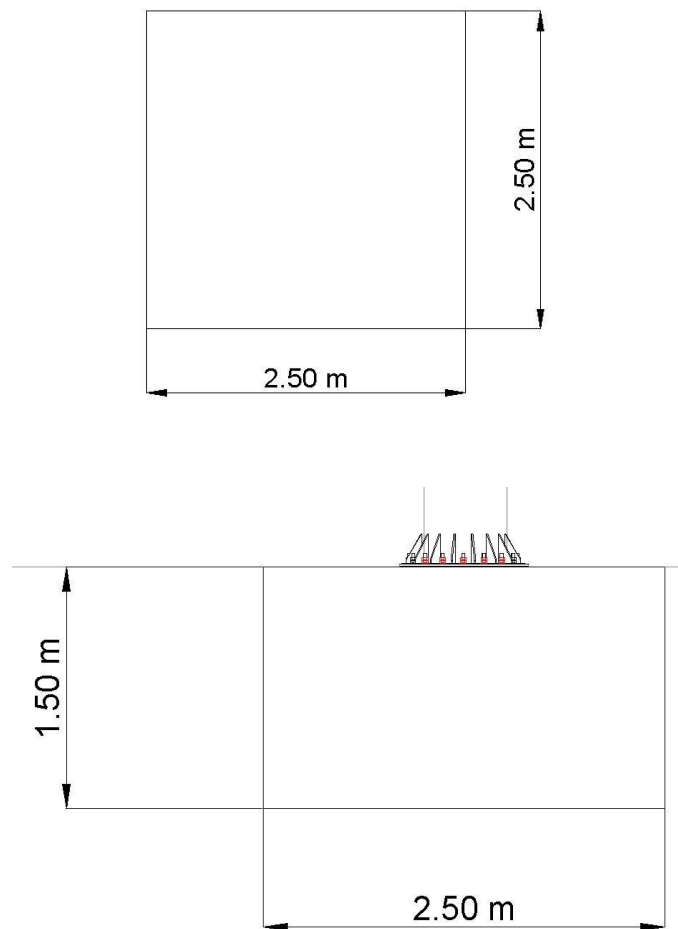


9.2 Plinto di fondazione

Si riporta l'analisi della plinto di fondazione.

9.2.1 Geometria della fondazione

La geometria della fondazione viene riportata nell'immagine seguente.



APPROVATO SDP

Per maggiori dettagli sulla geometria della fondazione si rimanda agli elaborati grafici.

9.3 Azioni all'imposta della fondazione

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari relative al plinto, riferite agli assi baricentrici della fondazione.

	N (kN)	V _t (kN)	M _t (kNm)
P.p. Impianti	0.53	0.00	0.00
P.p. Palo	4.30	0.00	1.08
P.p. Fondazione	234.40	0.00	0.00
Carico da vento	0.00	11.10	99.92
Azione Sismica	0.00	23.85	37.47

9.3.1 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. Sbr.	Pp Lamp.	P.p. Palo	Fondazione	Vento	Sisma
SLU-STR (Vento)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	0
SLE-Rara (Vento)	1	1	1	1	1	0
SLV-(Sisma)	1	1	1	1	0	1
SLU-GEO (Vento)	1	1	1	1	1.3	0

9.3.2 Terne ad intradosso 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)	V _t (kN)	M _t (kNm)
SLU-STR (Vento)	322.96	16.65	151.34
SLE-Rara (Vento)	239.23	11.10	101.00
SLV-(Sisma)	239.23	23.85	38.54
SLU-GEO (Vento)	239.23	14.43	130.98

9.4 Verifiche del basamento

9.4.1 Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. 00429-00010-A-00 e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

Carratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{OK}	K_{OM1}	K_{OM2}	K_{AK}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{PK}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times E^{-3} + E^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_C) sia orizzontale ($\beta = 0$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K_{OK}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{OM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{OM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{AK}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{PK}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

9.4.2 Verifiche SLU (EQU) di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido

Le verifiche eseguite sono le seguenti:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Scorrimento sul piano di posa;

Per la definizione del carico del terreno di fondazione è stata adottato il metodo di Brinch-Hansen.

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo delle verifiche eseguite, e per ciascuna di esse sarà esplicitata quella con il coefficiente di sicurezza minore.

Larghezza ridotta	1.40	m
Lunghezza ridotta	2.50	m
Coefficiente di sicurezza	1.80	

RISULTATI			
	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	$0.5 \cdot \gamma \cdot B = 14.05$	$c' = 0.00$	$q' = 30.00$
Fattori di :			
capacità portante	N_y = 30.21	N_c = 35.49	N_q = 23.18
forma	s_y = 0.78	s_c = 1.37	s_q = 1.35
approfondimento	d_y = /	d_c = 1.24	d_q = 1.23
Fattori correttivi di :			
incl. del carico	i_y = 0.85	i_c = 0.90	i_q = 0.90
incl. della base	b_y = 1.00	b_c = 1.00	b_q = 1.00
Termini complessivi di :			
Superficie	279.23		
Coesione	0.00		
Profondità	1040.00		
Pressione limite=	1.319	N/mm²	
Pressione ammissibile: $(P_{lim} - q) / FS + q =$	0.746	N/mm²	
Pressione ammissibile: $P_{lim} / FS =$	0.733	N/mm²	

La verifica risulta soddisfatta

9.4.2.2 Ribaltamento

La verifica viene riportata solo per la combinazione SLU-GEO (Vento) e per il caso di palo su terrapieno in quanto risulta essere il più gravoso.

Si riportano in seguito il valore del momento ribaltante.

Combinazione SLU - EQU (Vento):

$$M_{Rib} = 149.88 \text{ kNm}$$

Si riportano in seguito il valore del momento stabilizzante. Il valore del momento stabilizzante viene calcolato trascurando il peso della struttura in elevazione e risulta:

$$M_{Res,t} = 263.7 \text{ kNm}$$

Il coefficiente di sicurezza assume conseguentemente il seguente valore:

$$FS_{rib,t} = 1.76 \text{ kNm}$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66130-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100001000001400	REV. A00	FOGLIO 41 di 41
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

La verifica risulta soddisfatta

9.4.2.3 Scorrimento sul piano di posa

Si riportano in seguito i valori delle spinte instabilizzanti in direzione trasversale e longitudinale nelle combinazioni relative alla verifica in oggetto:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$V_{Sco,l} = 14.43 \text{ kN}$$

Combinazione SLV - (Sisma):

$$V_{Sco,l} = 23.85 \text{ kN}$$

I valori della spinta stabilizzante vengono calcolati trascurando il peso della struttura in elevazione e risultano:

$$V_{Stab} = 146.50 \text{ kN}$$

I coefficienti di sicurezza assumono conseguentemente I seguenti valori:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$FS_{Sco,l} = 10.15 \text{ kNm} < 1.10$$

Combinazione SLV - (Sisma long):

$$FS_{Sco,t} = 6.14 \text{ kNm} < 1.10$$

9.4.3 Verifiche strutturali

La struttura il esame risulta molto tozza e le sollecitazioni insorgenti dai carichi descritti risultano sempre di lieve entità, le verifiche strutturali risultano quindi sempre verificate.

Società di Progetto
Brebemi SpA