

CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTÀ' 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

0-PARTE GENERALE
00-GENERALE
00002 - ELABORATI TIPOLOGICI
FONDAZIONI PALI DI ILLUMINAZIONE

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

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

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

APPROVATO SDR

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO												PROGR.	DATA:
EMITT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016
66132	04	RC	E	I	I1	00	002	00	00	015	00	A	00	SCALA:

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCIA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
		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>
--	---	--

I N D I C E

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni	7
4.2	Conglomerato cementizio per fondazioni	7
4.3	Acciaio per cemento armato.....	8
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	8
5.1	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	9
6	CRITERI DI CALCOLO	9
6.1	Criteri e definizione dell'azione sismica.....	9
6.2	Combinazioni di carico agli stati limite	12
7	METODO DI CALCOLO.....	16
7.1	Verifica a ribaltamento	16
7.2	Verifica a scorrimento	16
7.3	Verifica al carico limite	17
7.4	Verifiche di stabilità globale	20
8	PALO DI ILLUMINAZIONE NEI TRATTI IN RILEVATO.....	21
8.1	Analisi dei carichi	21
8.1.1	Carichi permanenti.....	21
8.1.2	Carichi accidentali.....	21
8.1.3	Azione del vento	21
8.1.4	Azione del sisma.....	23
8.2	Plinto di fondazione	25
8.2.1	Geometria della fondazione.....	25
8.3	Azioni all'imposta della fondazione	26
8.3.1	Riepilogo verifiche	27
8.4	Verifiche del basamento.....	29
8.4.1	Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture	29
8.4.2	Verifiche geotecniche	29
8.4.3	Verifiche strutturali	34
9	PALO DI ILLUMINAZIONE IN TRINCEA.....	38
9.1	Analisi dei carichi	38
9.1.1	Carichi permanenti.....	38



9.1.2	Azione del vento	38
9.2	Plinto di fondazione	41
9.2.1	Geometria della fondazione	41
9.3	Azioni all'imposta della fondazione	42
9.3.1	Combinazioni di carico	42
9.3.2	Terne ad intradosso fondazione	42
9.4	Verifiche del basamento.....	43
9.4.1	Parametri geotecnici per il calcolo delle strutture	43
9.4.2	Verifiche SLU (EQU) di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido	43
9.4.3	Verifiche strutturali	47

APPROVATO SDP

1 PREMESSA

La presente relazione tratta l'analisi strutturale e le condizioni di stabilità del basamento di fondazione dei pali di illuminazione pubblica installati in posizione laterale ed centrale alla carreggiata 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 13.50m sui quali viene montato uno sbraccio singolo da 1.00m ed un apparecchio illuminante da 400W per i pali in posizione laterale ed uno sbraccio doppio da 1.00m ed due apparecchi illuminanti da 400W per i pali in posizione centrale.

APPROVATO SDP

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”.

- 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

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 – FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE SPARTITRAFFICO E CIGLIO LATERALE IN TRINCEA. Carpenteria ed armatura

Doc. N. 1776604CPE00000002000000600A00

[4] Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – CORPO AUTOSTRADALE - PARTE STRADALE – TIPOLOGICI IMPIANTI – FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CIGLIO LATERALE IN RILEVATO. Carpenteria ed armatura

Doc. N. 1776704CPE00000002000000700A00

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%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA


Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a compressione (comb. Rara) $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

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 $\varepsilon_{uk} = 7,5 \%$
 Deformazione di progetto $\varepsilon_{ud} = 6,75 \%$

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:

Pali CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
Fondazione 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.

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.

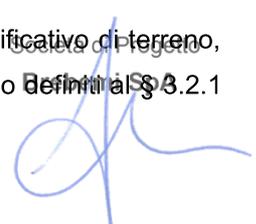
Per le strutture assimilabili alle opere di fondazione § 6.4.3 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- ✓ 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.

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:

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

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"	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:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

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:

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

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.

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).

Approvato SDR
Società di Progettazione
Brebemi SpA



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)

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

<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	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:

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

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

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

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

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

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

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.



Doc. N.
66132-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI1100001000001500

REV.
A00

FOGLIO
15 di 47

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



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

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

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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f C_a \text{ctg} \phi}\right)^5$$

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:

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

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

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^5$$

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

$$H < V \text{tg} \delta + A_f C_a$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

7.4 Verifiche di stabilità globale

In accordo al § 6.4.2.1 del D.M. 2008 la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'approccio progettuale "Approccio 1 e Combinazione 2". I coefficienti parziali utilizzati sono riportati nelle tabelle 6.2.1, 6.2.2, 6.2.4 rispettivamente per le azioni e i parametri geotecnici.

Si fa ricorso ad un modello basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da Bishop (1955) "semplificato" per superfici di rottura di forma cilindrica. L'analisi viene condotta con la combinazione A2+M2+R2 sia nella condizione statica che sismica.

APPROVATO SDP

8 PALO DI ILLUMINAZIONE NEI TRATTI IN RILEVATO

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Carichi permanenti

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risultano i seguenti carichi:

- Palo altezza 13.50 m: 1.80 kN
- Sbraccio singolo: 0.10 kN
- Apparecchio di illuminazione 400 W: 0.17 kN

Il peso del plinto risulta:

$$P_{pl} = (2.00 * 1.20 * 1.70 - 1.00 * 0.50 * 1.20 - 0.40 * 0.70 * 0.60 - 0.125^2 * \pi * 0.80) * 25.00 = 81.82 \text{ kN}$$

8.1.2 Carichi accidentali

Sul terreno a monte del plinto è stato considerato un sovraccarico pari a 20 kN/m², corrispondente al traffico veicolare ed al passaggio dei mezzi di cantiere;

8.1.3 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:

	$v_{b,o}$ (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 $z = z_{\min}$.

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

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

$$c_e(z = 14,70\text{m}) = 2,60$$

- 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:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390,63 \cdot 2,60 \cdot 1,20 = 1,22 \text{ kPa}$$

8.1.4 Azione del sisma

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata come:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot h^2 \cdot K_a$$

Il coefficiente di spinta attiva viene calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$$\vartheta = \arctan k_h / (1 \pm k_v)$$

A favore di sicurezza, nella valutazione della spinta attiva si tiene in conto l'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a 0.00.

APPROVATO SDP

Società di Progetto

Brebeni SPA



In accordo al § 7.11.6.2.1 del D.M. 2008, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare e ruotare intorno al piede, si assume che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

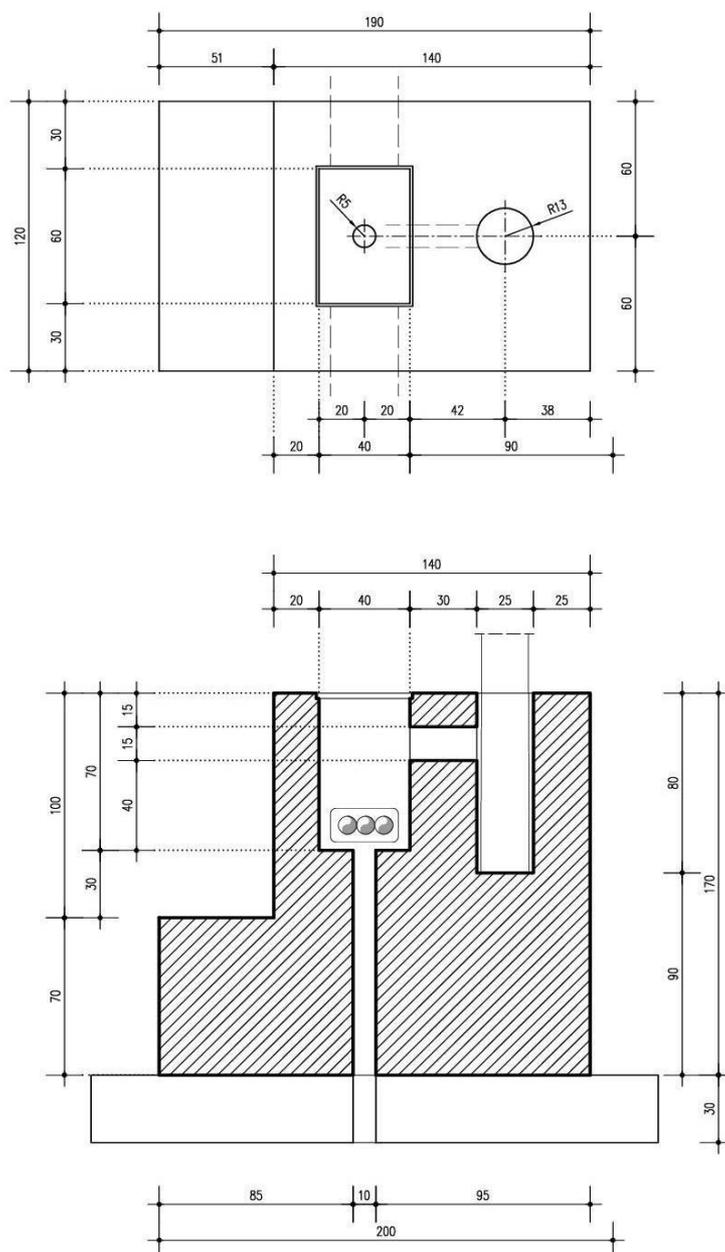
APPROVATO SDP

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.



APPROVATO SDP

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

8.3 Azioni all'imposta della fondazione

Si riporta il dettaglio delle azioni all'imposta della fondazione:

Combinazione Statica – GEO (Vento):

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio della fondazione	33	-2	0	-57.5
Peso proprio del terreno a monte	101	51	0	-20.66
Spinta del terreno a monte	0	5	-23.01	0
Spinta del terreno a valle	0	-35	33.44	0
Carichi applicati alla fondazione	0	100	-2.22	-2.07

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 4237 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -9875 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 80 daN
 Sforzo tangenziale all'intradosso della fondazione : 25 daN
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 59.7 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 17.5 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 4793 daN cm
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.76 daN/cm²
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0 daN/cm²

Combinazione Sismica – GEO:

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	33	-2	0	-57.5
Peso proprio del terreno a monte	101	51	0	-20.66
Spinta del terreno a monte	155	-12	-12.68	-1.84
Spinta del terreno a valle	0	-35	33.44	0
Carichi applicati al muro	0	0	0	-2.23
Forza di inerzia dovuta al muro	33	-2	-8.98	4.49
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	101	51	-3.23	1.61

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 2832 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -10042 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 76 daN
 Sforzo tangenziale all'intradosso della fondazione : 25 daN
 Eccentricità del contatto muro/sottofondazione : 25.5 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 18.1 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 2686 daN cm
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.53 daN/cm²
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.05 daN/cm²

Combinazione Statica – EQU:

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	33	-2	0	-51.75

Società di Progetto

Breb Fyji SpA



Peso proprio del terreno a monte	102	51	0	-19.57
Spinta del terreno a monte	0	6	-25.18	0
Spinta del terreno a valle	0	-47	15.15	0
Carichi applicati al muro	0	100	-2.56	-1.86

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 4802 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -9087 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 73 daN
 Sforzo tangenziale all'intradosso della fondazione : 28 daN
 Eccentricità del contatto muro/sottofondazione : 60.1 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 20.8 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 5228 daN cm
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.83 daN/cm²
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.05 daN/cm²

Combinazione Sismica – EQU:

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	33	-2	0	-57.5
Peso proprio del terreno a monte	101	51	0	-20.66
Spinta del terreno a monte	155	-12	-12.68	-1.84
Spinta del terreno a valle	0	-47	15.15	0
Carichi applicati al muro	0	0	0	-3.01
Forza di inerzia dovuta al muro	33	-2	-8.98	4.49
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	101	51	-3.23	1.61

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 2832 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -10100 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 77 daN
 Sforzo tangenziale all'intradosso della fondazione : 25 daN
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 35.5 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 17.9 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 2728 daN cm
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.54 daN/cm²
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.05 daN/cm²

APPROVATO SDP

8.3.1 Riepilogo verifiche

A chiarimento di quanto fin qui esposto, si riporta di seguito uno schema riassuntivo in cui, per ogni elemento del sistema geotecnico in oggetto, è possibile individuare la condizione di verifica e la combinazione adottata.

Elementi sistema geotecnico	Condizione	Combinazione
Elementi strutturali	statica - STR	A1+M1+R1
	sismica - STR	1+M1+R1
Verifica a scorrimento	statica - GEO	A2+M2+R2
Capacità portante fondazione	sismica - GEO	1+M2+R2

Società di Progetto

Brebemi SpA



Ribaltamento	statica - EQU	EQU+M2+R2
	sismica - EQU	1+M2+R2
Stabilità globale	statica - GEO	A2+M2+R2
	sismica - GEO	1+M2+R2

APPROVATO SDP

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:

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_P) 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;

8.4.2 Verifiche geotecniche

8.4.2.1 Verifica di scorrimento

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione orizzontale stabilizzante e quella instabilizzante agenti ad intradosso fondazione. La verifica è effettuata per tutte le combinazioni di carico previste. Come riportato nella tabella seguente si osserva che in tutti i casi analizzati sono rispettati i coefficienti di sicurezza di norma.

Combinazione	$\gamma_{scorrimento}$
Statica – GEO (Vento)	$1.99 \geq 1.1$
Sismica – GEO	$1.91 \geq 1.1$

8.4.2.2 Verifica di ribaltamento

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante agenti ad intradosso fondazione, calcolati rispetto al punto più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. La verifica è effettuata per tutte le combinazioni di carico previste. Come riportato nella tabella seguente si osserva che in tutti i casi analizzati sono rispettati i coefficienti di sicurezza di norma.

Combinazione	$\gamma_{ribaltamento}$
Statica – EQU (Vento)	$1.89 \geq 1.0$
Sismica – EQU	$3.57 \geq 1.0$

8.4.2.3 Verifica di capacità portante

Si riporta nella tabella seguente la pressione indotta dalla combinazione di carico più gravosa. Sono inoltre riportati in tabella i vari fattori di forma impiegati nella formula di Hansen.

Combinazione Statica – GEO (Vento):

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	2.60	m
Lunghezza della fondazione	1.20	m
Rapporto tra le lunghezze	0.46	
Approfondimento della fondazione	1.40	m
Inclinazione della base	0.00	°
Sforzo normale	80.00	kN
Taglio in direzione larghezza	25.00	kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00	kN
Mom. flett. in direzione larghezza	42.37	kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00	kNm
Angolo di attrito del terreno	32.00	°
Coesione drenata	0.00	kPa

APPROVATO SDP

Peso specifico totale del terreno	20.00	kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	11.00	kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	100.00	m
Pressione in superficie	0.00	kN/mc
Pressione al piano di posa delle fondazioni	28.00	kN/mc
Eccentricità in direzione larghezza	0.67	m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00	m
Larghezza ridotta	1.25	m
Lunghezza ridotta	1.20	m
Coefficiente di sicurezza	1.80	
Inclinazione del piano di campagna	33.00	

RISULTATI

	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	$0.5 \cdot \gamma \cdot B = 12.52$	$c' = 0.00$	$q' = 28.00$
Fattori di :			
capacità portante	Ny = 30.21	Nc = 35.49	Nq = 23.18
forma	sy = 0.58	sc = 1.68	sq = 1.65
approfondimento	dy = /	dc = 1.24	dq = 1.23
Fattori correttivi di :			
incl. del carico	iy = 0.39	ic = 0.55	iq = 0.57
incl. della base	by = 1.00	bc = 1.00	bq = 1.00
	gy = 0.14	gc = 0.10	gq = 0.14
Termini complessivi di :			
Superficie	12.20		
Coesione	0.00		
Profondità	106.39		
Pressione limite=	0.119	N/mm ²	
Pressione ammissibile: $(P_{lim} - q) / FS + q =$	0.078	N/mm²	

Combinazione Sismica – GEO:

APPROVATO SDP

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	2.60	m
Lunghezza della fondazione	1.20	m
Rapporto tra le lunghezze	0.46	
Approfondimento della fondazione	1.40	m
Inclinazione della base	0.00	°
Sforzo normale	76.00	kN
Taglio in direzione larghezza	25.00	kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00	kN
Mom. flett. in direzione larghezza	28.32	kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00	kNm
Angolo di attrito del terreno	32.00	°
Coesione drenata	0.00	kPa
Peso specifico totale del terreno	20.00	kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	11.00	kN/mc

 Società di Progetto
Brebemi SpA



Profondità della falda dal piano di campagna	100.00	m
Pressione in superficie	0.00	kN/mc
Pressione al piano di posa delle fondazioni	28.00	kN/mc
Eccentricità in direzione larghezza	0.67	m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00	m
Larghezza ridotta	1.25	m
Lunghezza ridotta	1.20	m
Coefficiente di sicurezza	1.80	
Inclinazione del piano di campagna	33.00	

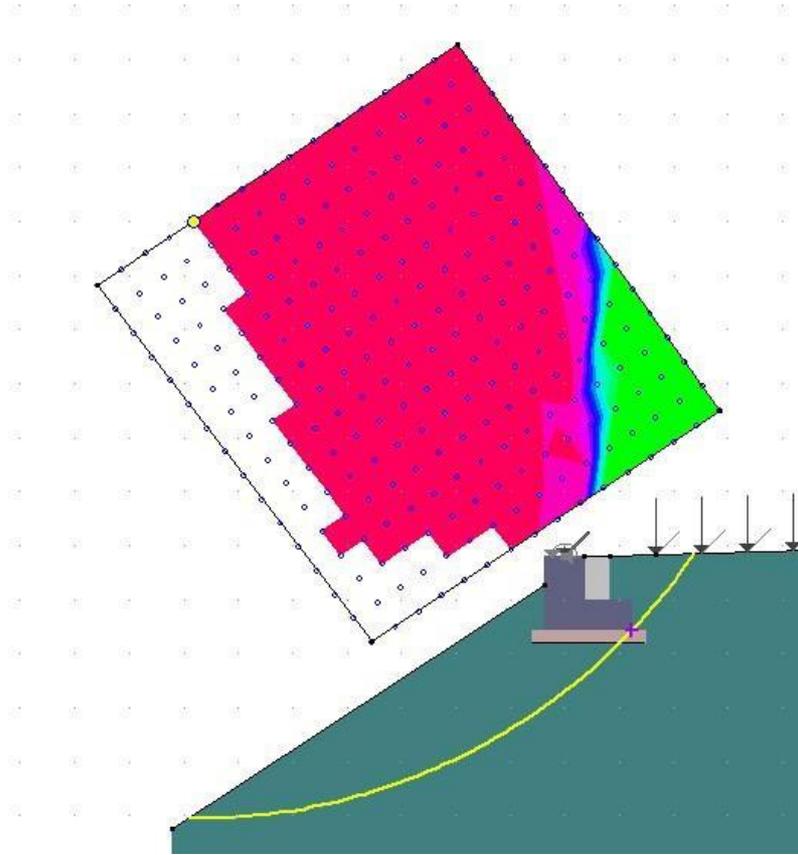
RISULTATI			
	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	$0.5 \cdot \gamma \cdot B = 12.52$	$c' = 0.00$	$q' = 28.00$
Fattori di :			
capacità portante	Ny = 30.21	Nc = 35.49	Nq = 23.18
forma	sy = 0.58	sc = 1.68	sq = 1.65
approfondimento	dy = /	dc = 1.24	dq = 1.23
Fattori correttivi di :			
incl. del carico	iy = 0.37	ic = 0.53	iq = 0.55
incl. della base	by = 1.00	bc = 1.00	bq = 1.00
	gy = 0.14	gc = 0.10	gq = 0.14
Termini complessivi di :			
Superficie	11.49		
Coesione	0.00		
Profondità	102.63		
Pressione limite=	0.114	N/mm ²	
Pressione ammissibile: $(P_{lim} - q) / FS + q =$	0.076	N/mm²	

La verifica risulta soddisfatta.

8.4.2.4 Verifica di stabilità globale

Le analisi sono state condotte considerando nella condizione statica, la presenza del sovraccarico accidentale dovuto al traffico. I risultati ottenuti sono sinteticamente riassunti nella tabella seguente ed illustrati nella figura successiva. Si osserva che in tutti i casi sono rispettati i coefficienti di sicurezza.

Combinazione	Sisma	Verifica
statica - GEO	NO	$\gamma_R = 1.24 > 1.10$
sismica - GEO	SI	$\gamma_R = 1.11 > 1.10$



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized 'B' followed by a cursive flourish.



8.4.3 Verifiche strutturali

8.4.3.1 Sollecitazioni

Seguono gli estratti del tabulato relativi al calcolo delle sollecitazioni nella struttura. Si sottolinea che tutte le azioni N, T e M di cui al seguito sono indicate in daN e cm per metro di sviluppo lineare del muro; per quanto concerne la simbologia delle tabelle si considera:

X: ascissa del baricentro della sezione
Y: ordinata del baricentro della sezione
H: altezza della sezione
M_d: momento flettente di design
N_d: sforzo normale di design
V_d: taglio di design

Si riportano le sollecitazioni agenti sulla fondazione.

Combinazione Statica – STR (Vento):

X	H	M _d	N _d	T
cm	cm	daN cm	daN	daN
0	70	-147373	1274	-2314
30	70	-81906	1274	-1997
60	70	-30807	1274	-1356

Combinazione Sismica – STR:

X	H	M _d	N _d	T
cm	cm	daN cm	daN	daN
0	70	-106868	669	-1619
30	70	-61003	669	-1404
60	70	-24689	669	-982

APPROVATO SDP

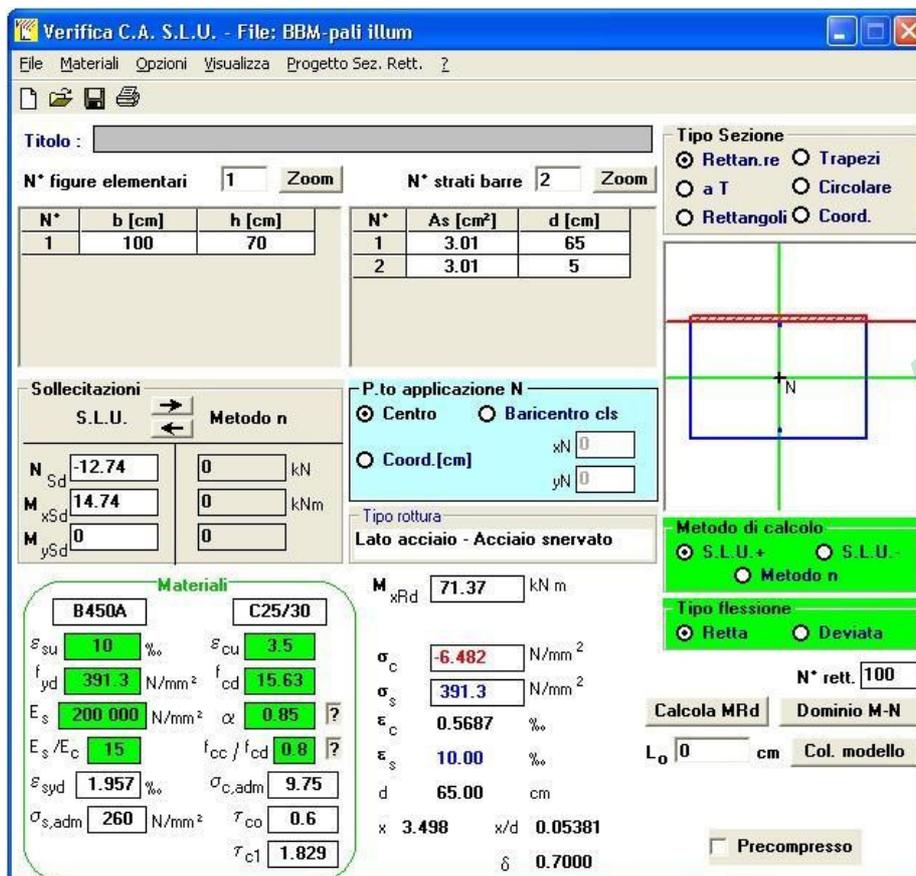
8.4.3.2 Verifiche S.L.U.

Si riportano le verifiche relative alla sezione della fondazione a filo con l'elevazione in quanto maggiormente sollecitata.

Verifiche allo stato limite ultimo per pressoflessione

Larghezza b (cm)	100,00
Altezza h (cm)	70,00
Armatura tesa (cm ²)	6Ø8 A= 3.01 cm ²
Copriferro armatura tesa (cm)	5,00
Armatura compressa (cm ²)	6Ø8 A= 3.01 cm ²
Copriferro armatura compressa (cm)	5,00

La condizione più gravosa agente sulla sezione risulta essere la Combinazione Statica – STR (Vento):



Verifica C.A. S.L.U. - File: BBM-pali illum

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	70	1	3.01	65
			2	3.01	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Sd} -12.74 0 kN
M_{xSd} 14.74 0 kNm
M_{ySd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello

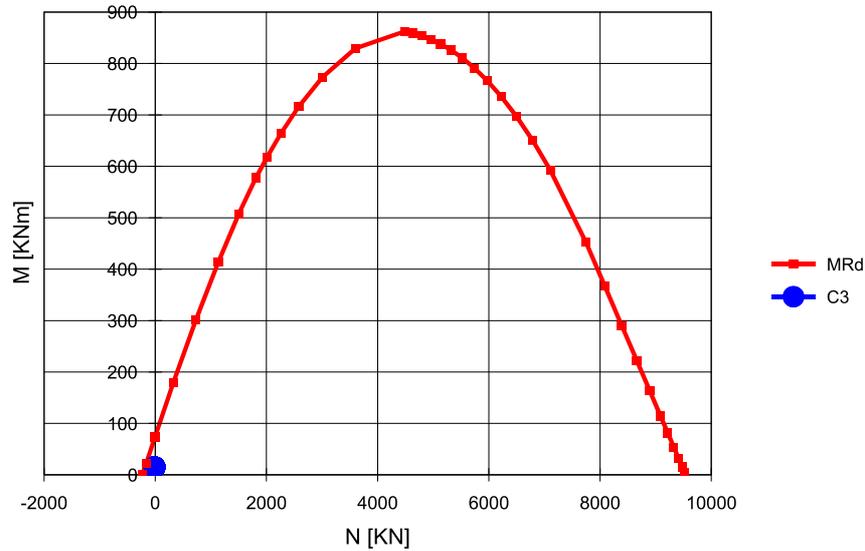
Precompresso

Materiali

B450A	C25/30
ε _{su} 10 ‰	ε _{cu} 3.5 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm ²	f _{cd} 15.63 N/mm ²
E _s 200 000 N/mm ²	α 0.85
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 9.75 N/mm ²
σ _{s,adm} 260 N/mm ²	τ _{co} 0.6
	τ _{c1} 1.829

M_{xRd} 71.37 kN m

σ_c -6.482 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.5687 ‰
ε_s 10.00 ‰
d 65.00 cm
x 3.498 x/d 0.05381
δ 0.7000



Lo stato di sollecitazione risulta interno al dominio di rottura quindi la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	23.14	kN
M_{sdu}	14.73	kNm
N_{sdu}	-12.74	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	63	cm
A_{sl}	3.01	cm ²
c	5	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	45.00	gradi
$ctg\theta$	1.00	
$\theta_{imposto}$	45.00	gradi
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-0.0187	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



V_{Rd}	123.636	kN
$V_{Rd,min}$	213.754	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000889	

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio, in quanto il taglio sollecitante V_d è inferiore al taglio ultimo V_{rd} .

APPROVATO SDP

9 PALO DI ILLUMINAZIONE IN TRINCEA

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Carichi permanenti

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risultano i seguenti carichi:

- Palo altezza 13.50 m: 1.80 kN
- Sbraccio singolo: 0.15 kN
- Apparecchio di illuminazione 400 W: 2 X 0.17 kN

Il peso del plinto risulta:

$$P_{pl} = (1.20 * 1.20 * 1.20 - 0.40 * 0.70 * 0.60 - 0.125^2 * \pi * 0.80) * 25.00 = 38.02 \text{ kN}$$

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:

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

APPROVATO BDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



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 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:

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

Palo in trincea:

$$c_e(z = 5.70m) = 2.01$$

- 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 trincea:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.01 * 1.20 = 0.94 \text{ kPa}$$

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:

$$F_h = k_h * W / g$$

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

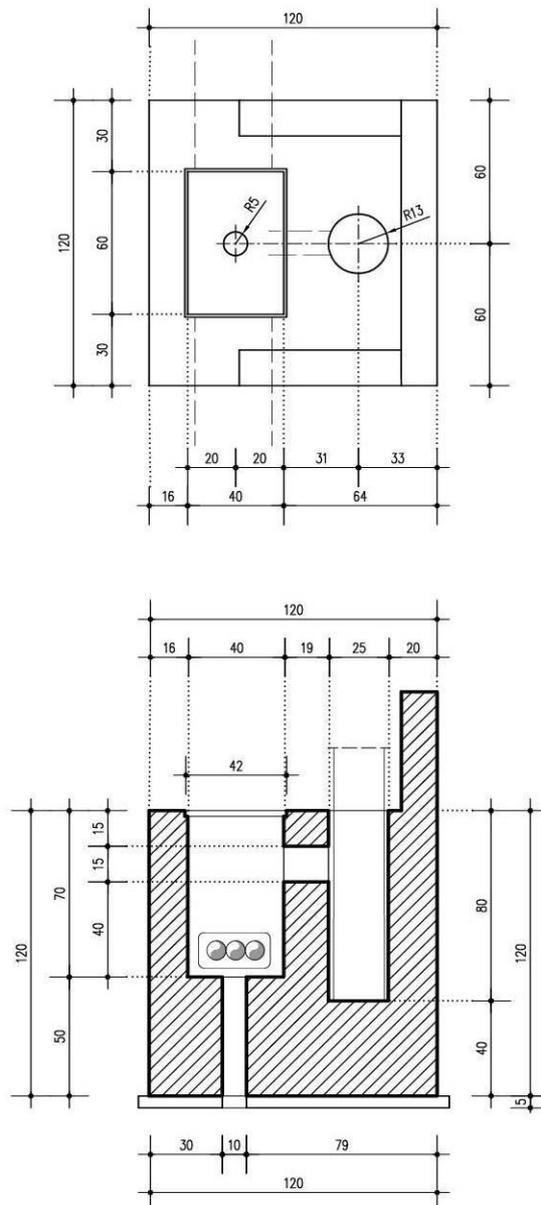


9.2 Plinto di fondazione

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'ipotesi della fondazione

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

Palo in trincea:

	N (kN)	V _t (kN)	M _t (kNm)
P.p. Sbraccio doppio	0.20	0.00	0.05
P.p. Lampada 400 kW	0.34	0.00	0.09
P.p. Palo	1.80	0.00	0.45
P.p. Fondazione	38.02	0.00	0.00
Carico da vento	0.00	1.43	9.83
Azione sismica	0.00	3.79	3.04

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".

Palo in trincea:

	N (kN)	V _t (kN)	M _t (kNm)
SLU-STR (Vento)	54.49	2.14	15.54
SLE-Rara (Vento)	40.36	1.43	10.42
SLV-(Sisma)	40.93	3.79	3.62
SLU-GEO (Vento)	40.36	1.85	13.37

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:

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	$1 \times E^{-3} + E^{-5}$

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_P) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). 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;

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. **Brebemi SpA**
Di seguito si riporta un quadro riassuntivo delle verifiche eseguite, e per ciascuna di esse sarà esplicitata quella

Coesione non drenata	29.00	kPa
Peso specifico totale del terreno	20.00	kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	11.00	kN/mc
Pressione in superficie	0.00	kN/mc
Pressione al piano di posa delle fondazioni	13.20	kN/mc
Eccentricità in direzione larghezza	0.33	m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00	m
Larghezza ridotta	0.54	m
Lunghezza ridotta	1.20	m
Coefficiente di sicurezza	1.80	

RISULTATI					
		Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità	
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B = 2.96$	$c' = 29.00$	$q' = 13.20$	
Fattori di :					
capacità portante		N_y =	0.00	N_c =	5.14
forma		s_y =	0.00	s_c =	1.09
approfondimento		d_y =	/	d_c =	1.00
Fattori correttivi di :					
incl. del carico		i_y =	0.00	i_c =	0.97
incl. della base		b_y =	0.00	b_c =	1.00
Termini complessivi di :					
Superficie			0.00		
Coesione			157.13		
Profondità			13.20		
Pressione limite=	0.170	N/mm²			
Pressione ammissibile: $(P_{lim} - q) / FS + q =$	0.105	N/mm²			
Pressione ammissibile: $P_{lim} / FS =$	0.095	N/mm²			

Le verifiche risultano soddisfatte

9.4.2.2 Ribaltamento

Si riportano in seguito il valore del momento ribaltante.

Combinazione SLU - EQU (Vento):

$$M_{Rib} = 18.95 \text{ kNm}$$

Si riportano in seguito il valore del momento stabilizzante.

$$M_{Res,t} = 21.79 \text{ kNm}$$

Il coefficiente di sicurezza assume conseguentemente il seguente valore:

$$FS_{rib,t} = 1.15 \text{ kNm}$$

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:

Palo in trincea:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$V_{Sco,l} = 1.85 \text{ kN}$$

Combinazione SLV - (Sisma):

$$V_{Sco,l} = 3.79 \text{ kN}$$

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

$$V_{Stab} = 41.76 \text{ kN}$$

I coefficienti di sicurezza assumono conseguentemente i seguenti valori:

Combinazione SLU - GEO (Vento):

$$FS_{Sco,l} = 22.57 \text{ kNm} < 1.10$$

Combinazione SLV - (Sisma long):

$$FS_{Sco,t} = 11.02 \text{ kNm} < 1.10$$

Le verifiche risultano soddisfatte

APPROVATO SDP

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.

APPROVATO SDP