



Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.



Data:	10/05/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Giulia Bergamo
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	10/05/2010	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00050	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00048 rev. 00	
---	COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00050 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER PORTALE SBARRE CON LAME DI TERRA TG2074/8	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00050_8	---	A4	---	01/27

Questo documento contiene informazioni di proprietà Terna S.p.A. e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Terna S.p.A.
This document contains information proprietary to Terna S.p.A. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished.
Whichever: shape of spreading or reproduction without the written permission of Terna S.p.A. is prohibited.

Cliente TERNIA S.p.A. Roma

Oggetto STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO
ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 150 kV
Calcolo di verifica della fondazione per portale sbarre con lame di terra.

Ordine Contratto 3000025378 Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2008

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0012627
Il presente rapporto sostituisce ed annulla il rapporto A8030161

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine 26

N. pagine fuori testo 0

Data 10 maggio 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia
B0011673 114975 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0011673 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0011673 777241 APP

Bergamo Giulia
[Signature]
[Signature]



Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	7
3.4	Condizione di carico da vento	7
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	8
3.6	Condizione di carico sismica.....	8
3.6.1	Spettro di risposta elastico.....	8
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	10
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	10
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	12
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	12
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	12
4	TIPO DI VERIFICA.....	12
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	13
5.1.3	Combinazioni sismiche	14
5.2	Stati limite di esercizio	15
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	15
7	CALCOLI DI VERIFICA	15
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	15
7.2	Verifica al ribaltamento.....	17
7.3	Verifica della capacità portante	18
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	18
7.5	Verifica strutturale.....	19
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	19
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	21
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	21
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	23
9	CONCLUSIONI	24
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	24
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	25

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	10/05/2010	B0011673	Prima emissione

1 SCOPO

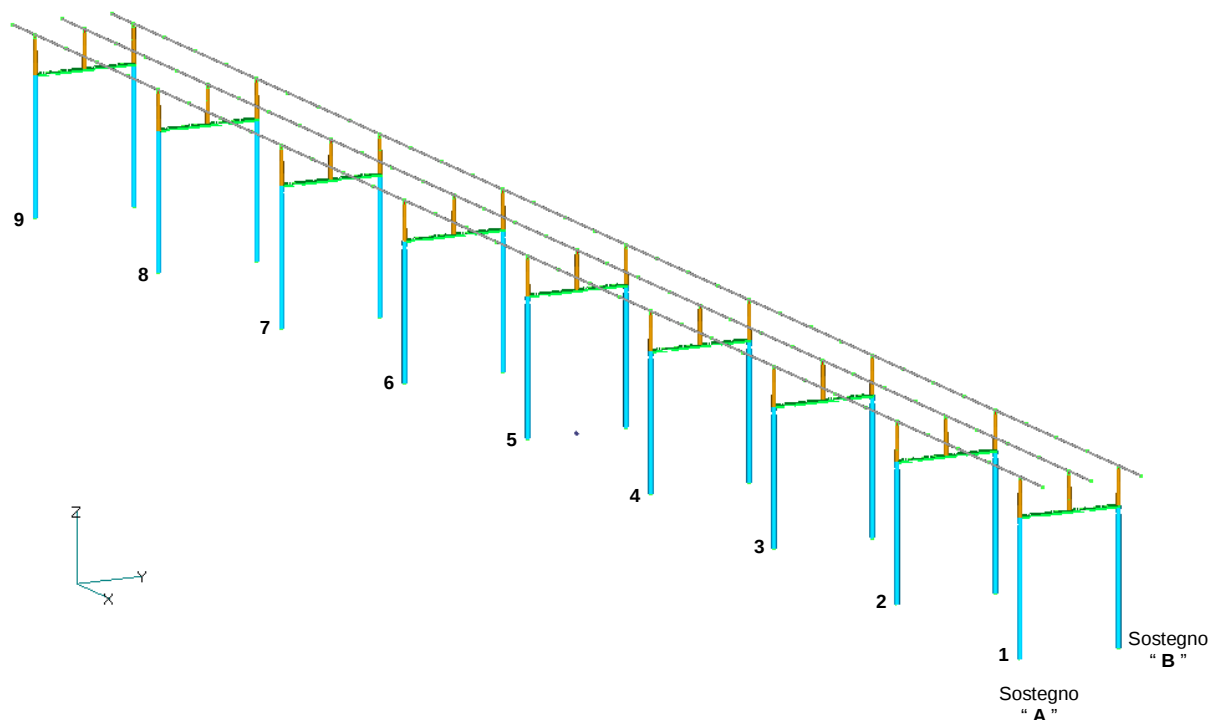
La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per apparecchiature unipolari TG2074/8 della sezione 132 – 150 kV, del tipo:

- Portale sbarre con lame di terra.

I parametri essenziali dell'apparecchiatura (PS) sono descritti in tabella (i dati geometrici e ponderali includono i supporti metallici, gli isolatori in porcellana e le sbarre d'alluminio di un insieme di 9 portali):

ID	H totale [mm]	Profondità max [mm]	Larghezza max [mm]	Massa totale [Kg]	H CG totale [mm]	Note
1	7500	92000 (lunghezza totale sbarre) 11000 (distanza tra due PS consecutivi)	4400	11900	5195	Modello beam dettagliato e "tarato" sulla base di attività dei primi anni 90

Il collegamento tra i vari portali è costituito da tre tubi rigidi (sbarre) in lega d'alluminio Ø 100/86 montati su isolatori in porcellana.



La fondazione è dimensionata in modo da potere sollecitare il terreno con pressioni massime non superiori alle seguenti tensioni di rottura del terreno, σ_{rott} :

- 2,4 daN/cm²;
- 3,0 daN/cm²;
- 4,5 daN/cm²;
- 6,0 daN/cm².

Tali tensioni di rottura, stimate secondo la normativa antecedente a [3] come il prodotto della tensione ammissibile σ_{amm} per un coefficiente di sicurezza $F = 3$, corrispondono alle tensioni ammissibili di 0,8 – 1,0 – 1,5 – 2,0 daN/cm² usualmente richieste da Terna nei dimensionamenti eseguiti secondo la normativa antecedente.

La verifica delle fondazioni è stata condotta in conformità ai criteri di:

- valutazione delle azioni elementari;
- combinazione delle azioni elementari;
- verifica agli stati limite ultimi;

esposti nel doc. [1].

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo delle fondazioni è in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm², con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [3]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [3]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1)
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [3]), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4$ cm.

La resistenza a taglio V_{Rd} , per elementi ipotizzati senza armatura trasversale resistente a taglio, viene calcolata in base alla formulazione 4.1.14 del Par. 4.1.2.1.3.1 di [3].

Il calcestruzzo del magrone di sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15$ N/mm².

L'acciaio delle armature è B450C, con le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [3]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913$ daN/cm².

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per il portale sbarre con lame di terra è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un batolo, che funge da base di appoggio di un portale sbarre con lame di terra.

La piastra ha dimensioni di 2,20 × 2,20 × 0,3 m; il batolo ha dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,5 m, sporge dal terreno per 0,1 m ed è provvisto di quattro tirafondi Ø 20 mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm per l'installazione dell'apparecchiatura. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra in direzione sia parallela che ortogonale alla linea.

Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche effettuate (rif. Par. 7.3) evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico e di parametri M_i ed R_i più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i$ daN/cm².

Le caratteristiche ponderali e di armatura della fondazione sono riportate nella tabella che segue.

Volume calcestruzzo [m ³]	Peso calcestruzzo armato (peso specifico di 2500 daN/m ³) [daN]	Ferri della piastra di base in direzione X: armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base in direzione Y: armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batoli
1,692	4230	9Ø12	9Ø12	9Ø10

2.3 Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Indice dei vuoti $e = 0,11$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$.

Il livello di falda è stato considerato al piano campagna.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata in modo parametrico considerando caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' , coesione c' e indice dei vuoti variabili, fino ad un valore minimo di ϕ' , in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [4]:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

con:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$$

ϕ' = angolo d'attrito

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

B' = larghezza efficace della fondazione

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

L' = lunghezza efficace della fondazione

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

H = carico orizzontale sulla fondazione

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

V = carico verticale sulla fondazione

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

θ = angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di L'

$$m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')]$$

$$m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$$

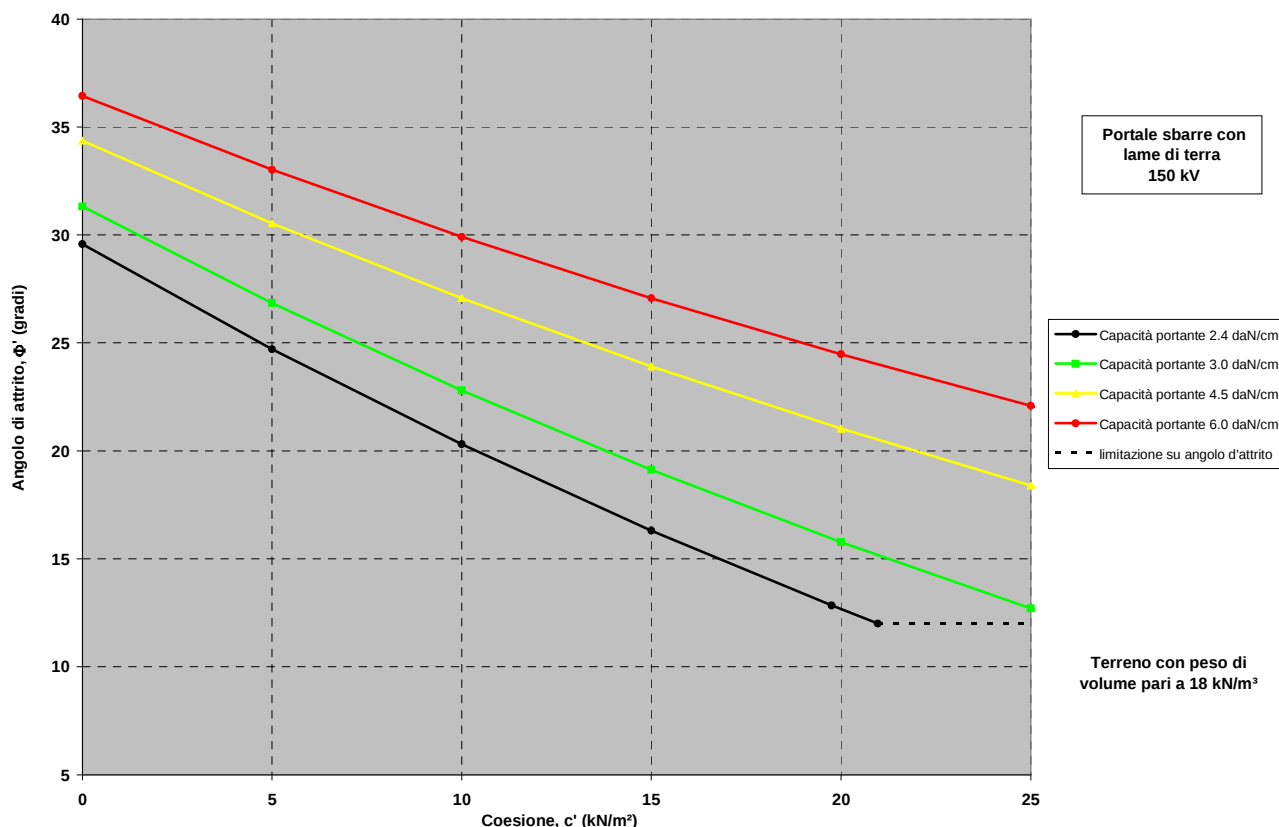
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve.



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi alla combinazione di carico EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 12° , in corrispondenza ad una coesione pari a $0,210 \text{ daN/cm}^2$.

3 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

3.1 Individuazione delle azioni

Le condizioni di carico per le quali si effettua la verifica sono:

- Tiro di linea a -20°C (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [6]);
- Vento;
- Perdita di carico per rottura di un conduttore;
- Sismica;
- Corto circuito.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico sono definiti come eccezionali in [6], par. 3.2.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente.

3.2 Condizione di carico di linea

Per l'apparecchiatura analizzata sono stati applicati i carichi di linea sotto definiti:

- Tiro di linea a -20 °C (zona B), definito nel seguito "Tiro semplice", il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [5];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito "Tiro composto", il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [5].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con il documento Rif. [7], essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea e sono i seguenti:

- Tiro semplice: 600 N;
- Tiro composto: 1010 N.

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [6].

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [3] la valutazione dei carichi da vento, è stata fatta in base alle ipotesi e considerazioni di seguito riportate.

La pressione del vento agente sulla struttura è pari a:

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

con:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma;

c_d = coefficiente dinamico.

Questo valore di pressione del vento moltiplicato per l'area di spinta dell'apparecchiatura e del supporto determina i valori di forza da vento da considerare nelle verifiche.

Per la valutazione dei parametri da inserire nella formulazione precedentemente indicata sono state fatte le seguenti ipotesi:

- il coefficiente di esposizione c_e è stato valutato per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base all'altezza dello stesso (Rif. 3.3.7 di [3]), con riferimento alla categoria di esposizione III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [8];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [3]);
- il valore della pressione cinetica di riferimento q_b è stato valutato in base alla formulazione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

con:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b = velocità del vento di riferimento, identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione.

Nel dettaglio la velocità del vento, v_b , considerata è stata pari a: 48 m/s.

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

I valori di carico di linea definiti al paragrafo 3.2 ed in quel contesto applicati bilateralmente in direzione della linea, sono stati in questo caso applicati da un solo lato, sempre in direzione della linea.

3.6 Condizione di carico sismica

3.6.1 Spettro di risposta elastico

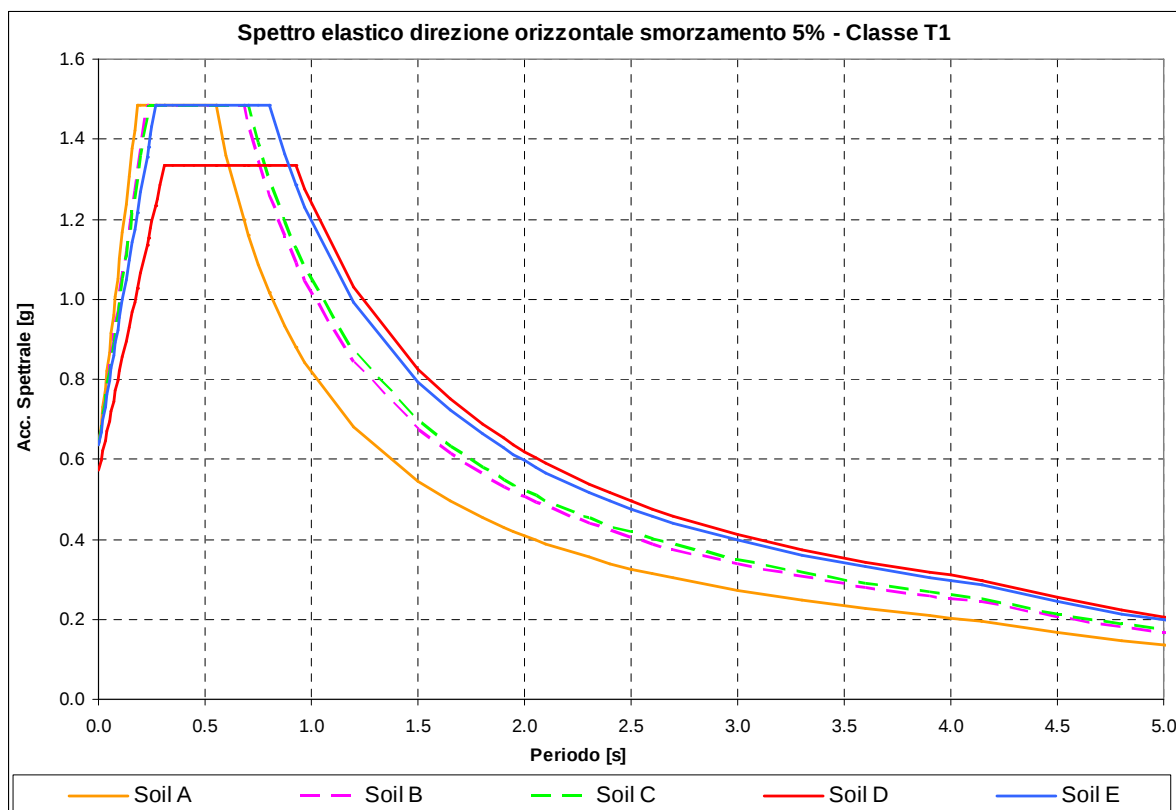
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici di sito, la normativa propone altresì uno spettro di risposta della componente verticale.

Nel corso delle attività svolte nel 2008 (scheda TIPI), per il dimensionamento del nuovo unificato, i valori di progetto di a_g , F_o e T_C^* , disponibili per diversi periodi di ritorno nella tabella allegata al riferimento [3] in funzione di diversi punti griglia localizzati sul territorio nazionale, sono stati scelti, in accordo con il Committente, nella zona a più alta intensità del territorio nazionale.

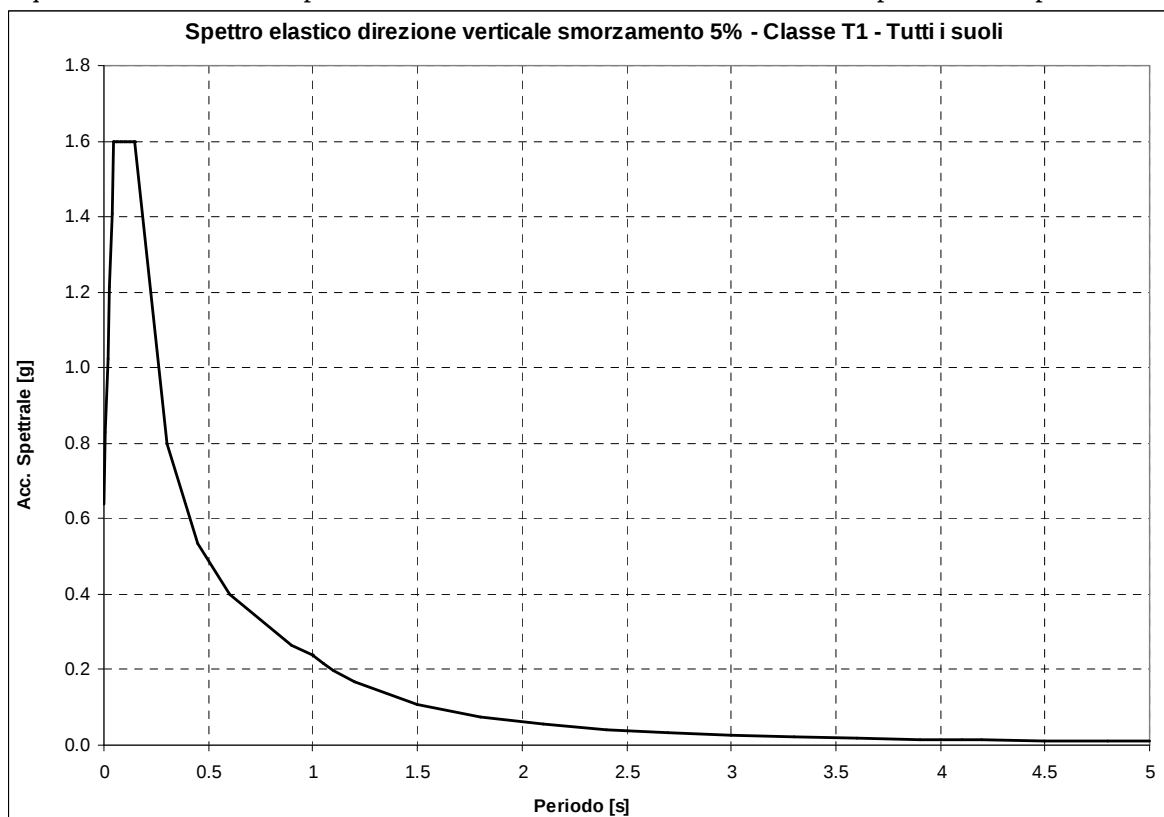
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella zona vicino a Cassaro Ferla).

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]
49418	14.929	37.175	6,247	2,33	0,55
49640	14.927	37.125	6,247	2,33	0,55

¹ Considerando, per le stazioni, una classe d'uso IV il periodo di ritorno di 2475 anni ci riporta ad una vita nominale dell'impianto di circa 130 anni.



Per quanto concerne la componente verticale, la sua forma è descritta nello spettro sotto riportato.



La necessità di installare le stesse apparecchiature e carpenterie in siti differenti, caratterizzati da condizioni del suolo e zone sismiche diverse ha reso necessario, con la vigente normativa, scegliere il periodo di ritorno più alto (2475 anni) e la classe topografica T1; poiché per la verifica si utilizza, per la

direzione orizzontale, il valore del plateau dello spettro si osserva che esso è identico per tutti i suoli ad esclusione del suolo D che presenta un valore leggermente inferiore.

3.6.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in conto mediante un “fattore di struttura” q , riduttivo delle forze elastiche. Tale fattore dipende dal materiale e dalle tipologie strutturali in esame.

Le componenti sia orizzontali che verticali dell’azione sismica vengono ridotte dello specifico fattore di struttura q . Le formule che descrivono gli spettri di progetto sono le stesse già definite per lo spettro elastico divise per questo fattore di struttura q .

3.6.2.1 Fattore di struttura

Componenti orizzontali

In base a quanto descritto nel par. 7.5.2 di [3], le strutture delle apparecchiature di stazione possono definirsi come **Struttura a mensola o a pendolo invertito**, costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

Il fattore di struttura q è definito dalla relazione seguente (vedasi equazione 7.3.1 del par. 7.3.1 di [3]):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

nella quale:

- q_0 dipende dalla classe di duttilità (ossia dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati);
- K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità della costruzione (pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza).

Nel caso in esame:

- $q_0 = 2$, vedasi tabella 7.5.II, par. 7.5.2.2 di [3];
- $K_R = 1$, vedasi par. 7.3.1 di [3];

da cui ne deriva, per le componenti orizzontali, $q = 2$

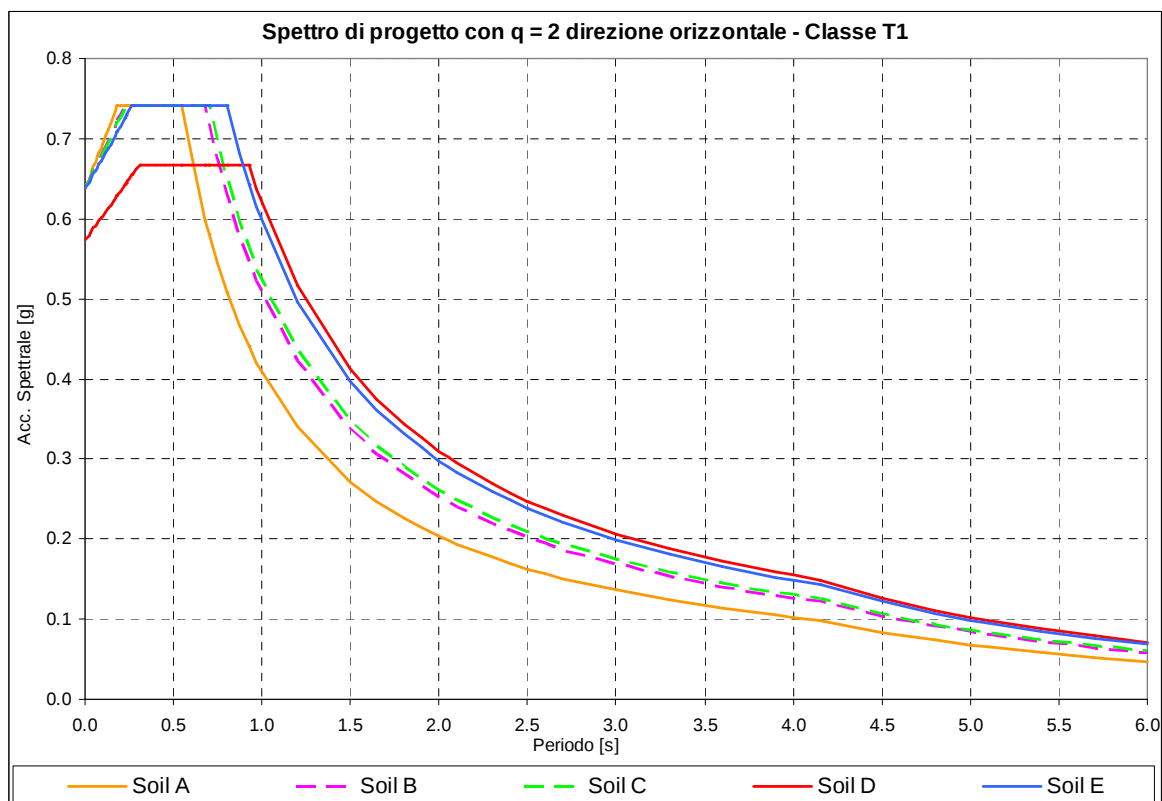
Componente verticale

Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 Spettri impiegati nella verifica

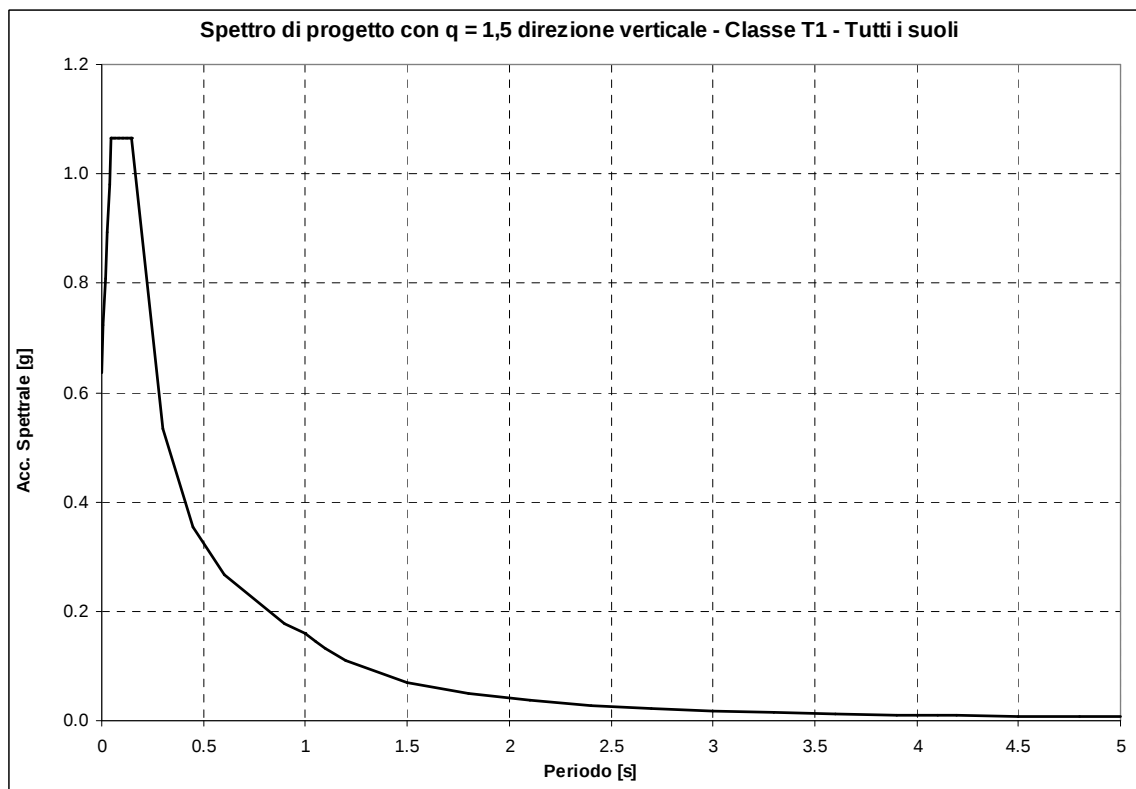
3.6.3.1 Componenti orizzontali

Il diagramma che segue riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 2 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.3.2 Componente verticale

Il diagramma che segue riporta lo spettro (indipendente dal tipo di suolo) per la componente verticale, con valore a_g pari a 6,247 g/10 e fattore di struttura pari a 1,5 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).



3.6.4 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

I collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono stati comunicati da Terna; i relativi valori sono tratti dai rif. [7]. Il corto circuito non viene considerato contestualmente al sisma, anche se potrebbe essere causato da quest'ultimo. Trattasi, in questa interpretazione, di due eventi eccezionali la cui probabilità combinata di accadimento può essere considerata scarsa, vedasi [6], par. 3.2.

In accordo a [7], si riconoscono sollecitazioni derivanti da tre tipi diversi di fenomeno, "pinch", "swing" e "drop", associati all'esplicarsi del corto circuito: tali fenomeni, dal punto di vista strutturale, si traducono in un aumento del tiro tra l'apparecchiatura in esame e quella ad essa adiacente. Tuttavia, essi hanno dinamiche molto diverse: dell'ordine delle decine di millisecondi per il pinch, delle centinaia di millisecondi per lo swing. Nella pratica, le rispettive sollecitazioni possono essere perciò considerate come temporalmente disaccoppiate. Inoltre, la rapidità dei fenomeni di pinch e swing consente, in linea di principio, ad entrambi i tipi di sollecitazioni di agire sull'insieme apparecchiatura + sostegno, mentre la fondazione non è praticamente interessata al pinch, ma, semmai, solo allo swing.

I valori di corto circuito, per cui le apparecchiature più sollecitate sono state verificate, sono stati desunti dai documenti di riferimento [7] derivano da un calcolo eseguito da Terna per una corrente di corto circuito pari a 40 kA. Gli effetti di corto circuito sono stati inoltre calcolati nelle condizioni di tiro iniziale più gravose tra quelle previste nel rif. [6], ossia -20 °C per il "pinch" e lo "swing" e +60 °C per il "drop". I valori comunicati da Terna per l'apparecchiatura in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Portale sbarre con lame di terra	5690	0	0	0

Tra i carichi sopra descritti, per la verifica della fondazione si sono utilizzati, in base a quanto detto in precedenza, i soli valori legati al fenomeno di swing.

3.7.2 Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)

I collegamenti con le altre apparecchiature (sezionatori verticali) sono di tipo flessibile; tuttavia, si è ipotizzato che i sezionatori verticali fossero tutti aperti e, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte del contatto fisso ancorato alle sbarre.

4 TIPO DI VERIFICA

Le attività di verifica delle fondazioni, vengono condotte sulla base dei criteri degli **stati limite ultimi** e degli **stati limite di esercizio** (Rif. [3]), a partire dalle più gravose condizioni di carico derivanti dall'analisi delle carpenterie di sostegno ad esse afferenti.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [3]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni fondamentali:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

con:

γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;

G_1 = carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;

Q_{k1} = azione variabile dominante;

γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;

ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [3] Par. 2.6.1) rispettivamente per gli:

- stati limite ultimi di equilibrio (EQU);
- stati limite ultimi di resistenza della struttura (STR);
- stati limite ultimi di resistenza del terreno (GEO).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi sismici, quelli da corto circuito e quelli da perdita di carico non sono stati considerati in quanto eccezionali; nel caso in esame P è nullo.

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Fondamentale SLU_1	(*)	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_2	(*)	0	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_3	(*)	1.5	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_4	(*)	0	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_5	(*)	1.5	0	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
Fondamentale SLU_6	(*)	0	1.5	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0

(*) variabili: valori assunti in base al tipo di verifica da eseguire

Il peso della fondazione, del terreno sovrastante e della struttura del trasformatore sono stati considerati nelle combinazioni fondamentali delle azioni con coefficienti parziali diversi a seconda della verifica da condurre sulla fondazione, in base al fatto che fossero favorevoli o sfavorevoli per la verifica stessa.

5.1.2 Combinazioni eccezionali

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni eccezionali:

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

con:

G_1 = carichi permanenti;
 G_2 = carichi permanenti non strutturali;
 P = pretensione e precompressione;
 A_d = azione eccezionale;
 ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente; nel caso in esame P è nullo.

Nella condizione eccezionale relativa al corto circuito i carichi di linea sono da considerarsi già compresi nei carichi di corto circuito, costituendone il valore all'istante iniziale del fenomeno.

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Eccezionale Perdita Carico 1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Eccezionale Perdita Carico 2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Eccezionale Corto Circuito	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

5.1.3 Combinazioni sismiche

In accordo a [3] (Par. 2.5.3) le combinazioni sismiche:

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

con:

E = azione sismica;
 G_1 = carichi permanenti;
 G_2 = carichi permanenti non strutturali;
 P = pretensione e precompressione;
 ψ_{2j} = coefficienti di combinazione;
 Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari definite al Paragrafo 3.1 ed i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili (Rif. [3] Par. 2.5.3).

Il peso della fondazione ed il peso del terreno sovrastante sono stati considerati carichi permanenti.

I carichi eccezionali non sono considerati agenti simultaneamente all'azione sismica; nel caso in esame P è nullo; il valore di ψ_{2j} , associato ai carichi da vento, è assumibile anch'esso come nullo (vedasi tab. 2.5.I in par. 2.5.3 di [3]).

Nella tabella che segue sono indicati i coefficienti applicati alle azioni nelle diverse combinazioni esaminate.

Tipo combinazione	Peso proprio	Tiro semplice	Tiro composto	Montaggio	Vento X	Vento Y	Perdita di tiro semplice	Perdita di tiro composto	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	Corto circuito
Sismica 1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica 2	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica 3	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0
Sismica 4	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0
Sismica 5	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	0
Sismica 6	1	0	1	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0

Per i portali sbarre con lame di terra, con riferimento a [6] par. 3.2, nella condizione eccezionale relativa al sisma, deve essere considerato il solo peso proprio e il carico inerziale derivante dall'applicazione del

sisma stesso. Si considerano perciò come non agenti il tiro dovuto alla presenza del ghiaccio e del vento (componenti verticali e trasversali del tiro di linea).

Il tiro di linea non è stato preso in considerazione, nel caso in esame, date le modalità di utilizzo del portale sbarre.

5.2 Stati limite di esercizio

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa (rif. [3] Par. 6.4.2.2), sono quelle relative alle combinazioni sismiche menzionate in precedenza.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata nei confronti dei seguenti fenomeni:

- Ribaltamento della fondazione;
- Collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione- terreno;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso della struttura in cls della fondazione.

Le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 1 con Combinazione 1 ($A1+M1+R1$) e Combinazione 2 ($A2+M2+R2$) e l'Approccio 2 con ($A1+M1+R3$) (Rif. [3] Par. 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

Per le azioni eccezionali sono state eseguite le stesse verifiche considerando le combinazioni delle azioni ad esse relative. In particolare la verifica con azione sismica è stata condotta nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Per la verifica al ribaltamento della fondazione sono stati utilizzati i coefficienti parziali delle azioni EQU e valore del parametro R unitario.

7 CALCOLI DI VERIFICA

Nel seguito vengono espone le verifiche sulle fondazioni, citate al Paragrafo 6, nei confronti delle combinazioni di carico più penalizzanti per ogni singola verifica/apparecchiatura installata.

Per ciò che riguarda le verifiche strutturali, data la geometria della fondazione e l'entità delle forze e momenti trasmessi, si assume quanto segue:

- si verificano a flessione retta le due sporgenze rispetto al batolo nelle direzioni X (trasversale alla linea) e Y (longitudinale), calcolando i momenti flettenti nell'ipotesi di incastro ed assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione del terreno sia pari al valore massimo calcolato, diminuito del peso della sporgenza stessa, comprensivo di sovraccarico del terreno, e sia uniformemente distribuita sull'area della sporgenza stessa;
- si verificano a taglio le sezioni d'incastro delle due sporgenze in X e Y;
- non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi;
- si verifica a presso-flessione deviata la sezione d'incastro del batolo;
- non si ritengono necessarie le verifiche a taglio e punzonamento del batolo, dati la geometria e le entità dei carichi normali e di taglio trasmessi.

7.1 Sollecitazioni massime sulle fondazioni

Per la verifica delle fondazioni si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alle stesse:

- Massimo momento ribaltante attorno ad un asse trasversale a quello della linea;
- Massimo momento ribaltante attorno ad un asse parallelo a quello della linea;
- Minima azione verticale.

Dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1 è risultato che le condizioni di carico più penalizzanti per la struttura sono relative alla combinazioni ed alle configurazioni sotto indicate, in funzione del tipo di verifica considerato.

La tabella che segue riporta, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti sul sostegno metallico esaminato; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalla struttura di supporto dell'apparecchiatura alla base superiore del batolo.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [N·m]	Taglio T_y [N]	Momento flettente M_y [N·m]	Taglio T_x [N]	Azione assiale massima N [N]
Portale sbarre con lame di terra	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	2286	-571	1453	424	-251
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1547	-373	2473	735	17
	Minima azione assiale	EQU	1547	-373	2473	735	17

Come già indicato, detti T_x e T_y i tagli ed M_x , M_y i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $M_X = M_x + T_y \times H$
- $M_Y = M_y + T_x \times H$

con H spessore della fondazione, costituiscono i valori di momento ricondotti sul piano di base della fondazione stessa.

I valori del taglio si trasferiscono immutati, mentre lo sforzo normale N subisce un incremento dovuto al peso della fondazione e del terreno ad essa sovrastante; nel caso specifico di verifica sismica il peso viene ridotto di una quantità pari al peso moltiplicato per l'accelerazione massima del terreno in direzione verticale presa al 30% nelle condizioni di sollecitazione di momento massimo attorno ai due assi orizzontali e al 100% nella condizione di sollecitazione di minima azione assiale.

- $T_X = T_x$
- $T_Y = T_y$
- $N_Z = N_z + P$

Nella valutazione del peso P sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [N·m]	Taglio T_y [N]	Momento flettente M_y [N·m]	Taglio T_x [N]	Azione assiale massima N [N]
Portale sbarre con lame di terra	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	2637	-571	1792	424	-3780
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1740	-373	3061	735	-3511
	Minima azione assiale	EQU	1740	-373	3061	735	-3511

Nella tabella che segue si riassumono le caratteristiche geometriche salienti della fondazione, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	12.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.210
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000

Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{cls} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{cls} [daN/m ³]	1500

Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX' [cm]	220
Lato piastra in direzione Y, BY' [cm]	220
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	125
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, $e_{BY'}$ [cm]	0.0
Eccentricità batolo, $e_{BX'}$ [cm]	0
Altezza batoli, D [cm]	50
Altezza piastra, d [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	80
Spessore fondazione fuori terra, sp_{ft} [cm]	10

Nelle valutazioni che seguono, a tutte le ulteriori azioni che intervengono nelle verifiche sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni relativi alla combinazione di carico utilizzata.

7.2 Verifica al ribaltamento

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo.

Nelle verifiche si sono trascurati, globalmente a favore di sicurezza, i contributi delle spinte attiva e passiva del terreno agenti sulla fondazione, nonché l'attrito laterale sulla stessa, per il fatto che si ipotizza che lo scavo per la costruzione della fondazione non venga eseguito a sezione obbligatoria.

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	2637	1740	1740
M stab X' [daNm]	4158	3862	3862
μ rib X' [-]	1.58	2.22	2.22
μ rib X' > 1 ?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	1792	3061	3061
M stab Y' [daNm]	4158	3862	3862
μ rib Y' [-]	2.32	1.26	1.26
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali delle fondazioni X e Y risultano soddisfatte.

7.3 Verifica della capacità portante

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo.

Combinazione EQU

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.70	0.50	0.50
Controllo parzializzazione	plinto parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.47	0.87	0.87
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.317	0.225	0.225
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.216	0.396	0.396
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	48400		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	7.213	13.224	13.224
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.56	0.96	0.96
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.26	2.50	2.50
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione risultano soddisfatte.

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

Di seguito si riportano i valori numerici relativi alle verifiche nelle tre condizioni di momento ribaltante massimo attorno ad un asse trasversale alla linea, ad un asse parallelo alla stessa e di carico verticale minimo.

Nelle verifiche si sono trascurati, globalmente a favore di sicurezza, i contributi delle spinte attiva e passiva del terreno agenti sulla fondazione, nonché l'attrito laterale sulla stessa, per il fatto che si ipotizza che lo scavo per la costruzione della fondazione non venga eseguito a sezione obbligatoria.

Combinazione EQU

Verifica a scorrimento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Forza attrito in direzione X', FX' [daN]	803	746	746
μ sic X' [-]	1.89	1.02	1.02
μ sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	803	746	746
μ sic Y' [-]	1.41	2.00	2.00
μ sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni risultano soddisfatte.

7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica delle sporgenze della base delle fondazioni rispetto al batolo è quello di trave incastrata ad un'estremità, di luce pari alle dimensioni della sporgenza stessa:

- 0,70 m in direzione X;
- 0,95 m in direzione Y;

di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra, ovvero:

- 2,20 m sia in direzione X che in direzione Y.

La trave si considera uniformemente caricata nel modo seguente:

- dal peso del terreno che insiste sulla piastra; dato che la sporgenza dal terreno dei batoli di fondazione è di 10 cm, lo spessore dello strato di terreno è di 40 cm; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta, in sicurezza, corrispondente alla pressione massima agente sulla superficie di base della trave.

Il batolo viene verificato invece come una trave incastrata nella sezione di interfaccia tra il batolo stesso e la piastra di fondazione, assoggettata, a favore di sicurezza, solamente alle sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante.

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/6/2009, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

7.5.1 Verifica flessionale della piastra di base

Si è proceduto alla verifica del dimensionamento nel caso più sfavorevole tra quelli analizzati.

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,488 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X ed in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 220 = 7,92 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 220 = 9,90 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,488 \times 220 = 107,46 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(107,46 - 7,42 - 9,90) / 100 \times 70^2 / 2 = 2196 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(107,46 - 7,42 - 9,90) / 100 \times 95^2 / 2 = 4045 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si verifica la sezione più sollecitata (essendo le due sezioni uguali) che risulta essere quella in direzione Y con le seguenti caratteristiche:

in direzione Y

- Sezione: 220 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 9 Ø12;
- Armatura inferiore: 9 Ø12;

e le si verificano nei confronti del rispettivo valore di momento calcolato.

in direzione Y

Titolo : Portale sbarre con lame di terra 150 kV - Direzione Y

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

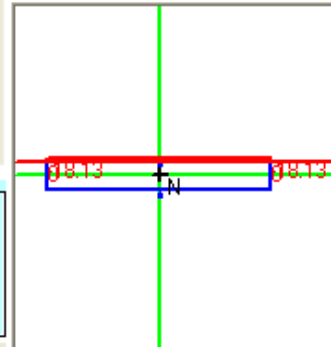
Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	220	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	4.6
2	10.18	35.4

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	40.45	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - 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

L₀ 0 cm

Col. modello

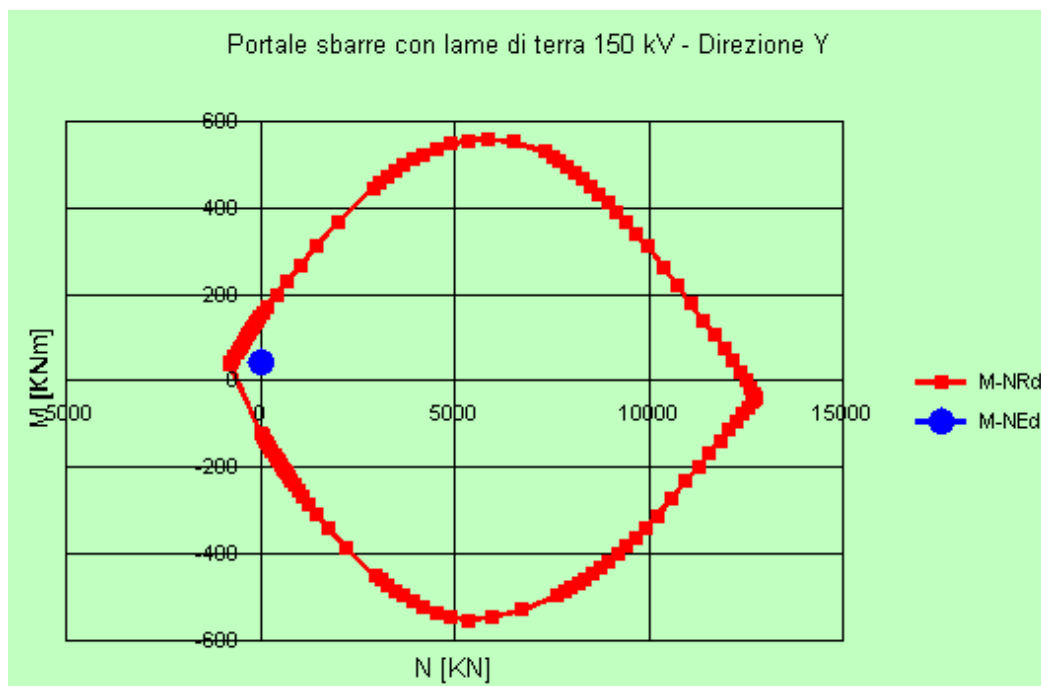
Materiali	
B450C	C32/40
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 18.13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

M_{xRd} 151.1 kN mσ_c -18.13 N/mm²σ_s 391.3 N/mm²ε_c 3.5 ‰ε_s 46.84 ‰

d 35.4 cm

x 2.461 x/d 0.06952

δ 0.7

☐ Precompresso

Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd} M_{ySd}, inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd} e M_{yRd}, la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Il valore massimo del taglio è pari a:

- in direzione X: $(107,46 - 7,42 - 9,90) \times 70 = 6275 \text{ daN}$;
- in direzione Y: $(107,46 - 7,42 - 9,90) \times 95 = 8516 \text{ daN}$.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [3] al caso in esame:

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 25065 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 6275 \text{ daN}$

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 25065 \text{ daN}$
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 8516 \text{ daN}$

Essendo, in entrambe le direzioni, $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Si considera il batolo laterale più sollecitato avente una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 4 $\varnothing 10$
- II livello armatura: 2 $\varnothing 10$
- III livello armatura: 3 $\varnothing 10$

A favore di sicurezza, si considerano solamente le sollecitazioni trasmesse dalla struttura fuori terra sovrastante il batolo ed il peso proprio del batolo, trascurando eventuali effetti globalmente favorevoli dovuti a spinta attiva e passiva.

Nelle figure che seguono è riportata la verifica della sezione.

Titolo : Fondazione portale sbarre con lame di terra 150 kV

N° Vertici

4

Zoom

N° barre

9

Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
2	0.79	4.5	30
3	0.79	4.5	55.5
4	0.79	40	4.5
5	0.79	75.5	55.5
6	0.79	28.2	55.5
7	0.79	51.8	55.5

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N_{Ed} 4.16

0 kN

M_{xEd} 17.34

0 kNm

M_{yEd} 28.30

0

P.to applicazione N

☒ Centro☐ Baricentro cls☐ Coord.[cm]

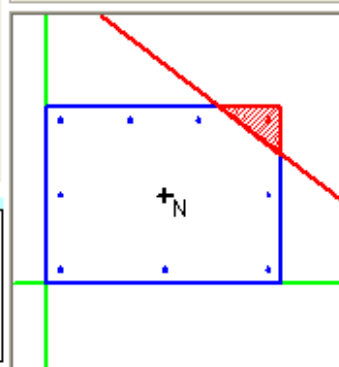
xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

☐ Rettan.re☐ Trapezi☐ a T☐ Circolare☐ Rettangoli☒ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+☐ S.L.U.-☐ Metodo n

Tipo flessione

☐ Retta☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 322.5☐ Precompresso

Materiali

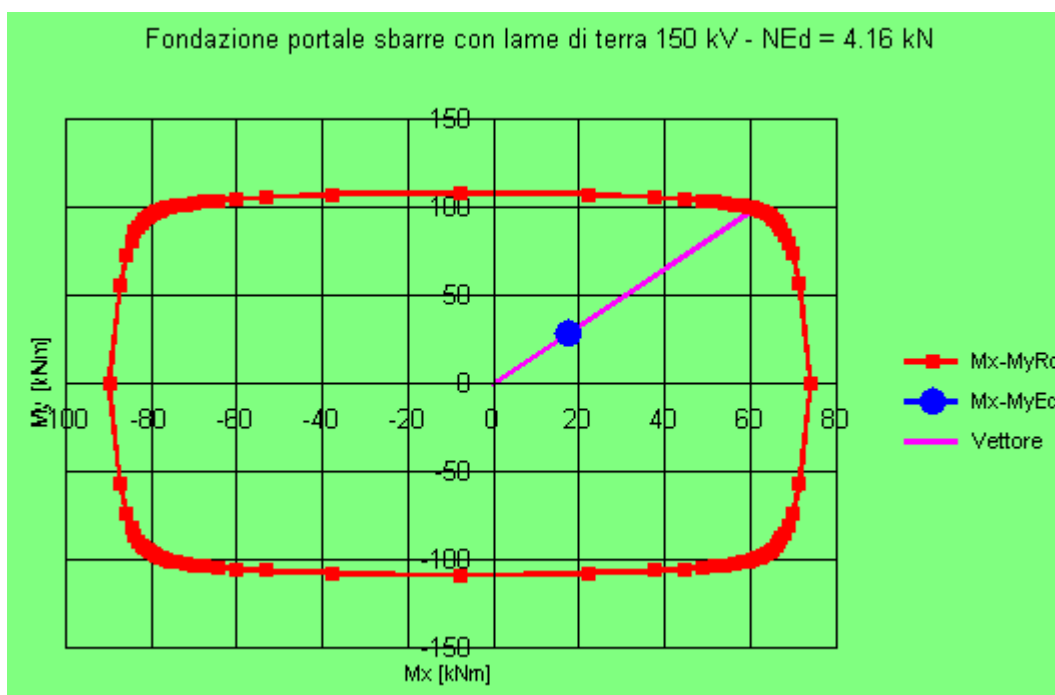
B450C

C32/40

 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ? ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 τ_{c1} 2.114M_{xRd} 63.76 kN mM_{yRd} 96.73 kN m σ_c -18.81 N/mm² σ_s 391.3 N/mm² ϵ_c 3.5 ‰ ϵ_s 20.69 ‰

d 89.99 cm

x 13.02 x/d 0.1447

 δ 0.7

La verifica a presso-flessione deviata risulta soddisfatta.

8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica con azione sismica è stata condotta nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD).

Si verifica che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono.

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidezza.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica;

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,82$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,00$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 8,67$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w = 8,67 \cdot 2,20 \cdot \frac{1-0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,00708 \text{ m} = 0,708 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1-0,3^2}{2000} \cdot \frac{24,72}{2,2^2 \cdot 2,2} \cdot 4,17 = 0,0011$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,97$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1-0,3^2}{2000} \cdot \frac{5,68}{2,2^2 \cdot 2,2} \cdot 4,17 = 0,0010$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,22 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 1,90 cm.

Tale valore è il cedimento massimo ipotizzabile con il peggior tipo di terreno per cui risulta verificata la fondazione; risulta compatibile con la funzionalità dell'opera e perciò lo risulta tanto più la parte di esso di carattere permanente.

9 CONCLUSIONI

La fondazione in oggetto risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel Par. 2.3 e nell'Appendice 1 del presente rapporto.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8024476 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotti 150 kV – 220 kV – 380 kV. Descrizione dello svolgimento delle attività di verifica*, settembre 2008.
- [2] TERNA *Stazioni elettriche A.T. 132-150 kV. Fondazione per apparecchiature unipolari TG2074/8 Rev. 00* dell'aprile 2010; doc. TERNA DC DS3000 U ST 00050.
- [3] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [4] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [5] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [6] CEI 11-1 – 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [7] Documento TERNA, “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo”, inviato via e-mail in data 11/04/2008.
- [8] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Bozza di istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni*, del 07/03/2008.

APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo

Condizioni di utilizzo della fondazione

Questa fondazione per portale sbarre con lame di terra è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da III a V
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per suoli A, B, C o E con i valori:
 - $a_g = 6,247$ g/10 $F_o = 2,33$ $T_C^* = 0,55$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,728$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,624$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia del portale): ≤ 75 kgm
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq 40$ kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12° , in corrispondenza a coesione pari a $0,210$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (**terreno saturo**)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1).
- acciaio delle armature B450C