



REGIONE
PUGLIA



PROVINCIA
DI BRINDISI



COMUNE
DI BRINDISI



COMUNE
DI CELLINO SAN MARCO



COMUNE
DI MESAGNE

Realizzazione di impianto agrivoltaico con produzione agricola e di energia elettrica da fonte rinnovabile fotovoltaica da ubicarsi in località Specchione in agro di Brindisi, Cellino San Marco e Mesagne (BR) e delle relative opere di connessione alla RTN

Potenza nominale cc: 42,98 MWp - Potenza in immissione ca: 35,00 MVA

ELABORATO

VERIFICA FONDAZIONI APPARECCHIATURE SEZ. 150 kV
DELLA STAZIONE RTN

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

Livello progetto	Codice Pratica	documento	codice elaborato	n° foglio	n° tot. fogli	Nome file	Data	Scala
PD	1RCCNG4	R	2.16_08	-	201	1RCCNG4_R_2.16_08_FONDAZSEZ150.pdf	Ottobre 2021	n.a.

REVISIONI

Rev. n°	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	14/06/2021	1° Emissione	SPINELLI	AMBRON	TERLIZZI
01	15/10/2021	2° Emissione	SPINELLI	AMBRON	TERLIZZI

PROGETTAZIONE:

MATE System Unipersonale srl

Via Papa Pio XII, n.8 70020 Cassano delle Murge (BA)
tel. +39 080 5746758
mail: info@matesystemsrl.it pec: matesystem@pec.it

Progettista:

Ing. Antonio TERLIZZI



DIRITTI Questo elaborato è di proprietà della Luminora Specchione S.r.l. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

RICHIEDENTE:
LUMINORA SPECCHIONE S.R.L.
Via TEVERE n.°41
00198 ROMA

L'AMMINISTRATORE
Dott. PABLO MIGUEL OTIN PINTADO



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



Data:	26/07/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Giulia Bergamo
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI						
	00	26/07/2010	Prima emissione	M. Amorelli	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 00046	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00044 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00046 rev. 00	

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER SEZIONATORE TRIPOLARE ORIZZONTALE TG2021 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00046	---	A4	---	01/29

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 TERNA S.p.A. Roma

Oggetto PARTE A) OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO DELLE FONDAZIONI UNIFICATE PER APPARECCHIATURE DI SOTTOSTAZIONE
PARTE B) SVILUPPO DI UNA NUOVA SOLUZIONE FONDALE PER APPARECCHIATURE DI STAZIONE
Progettazione di una taglia di fondazioni per la serie 150 kV "a bassa sismicità"
Calcolo di verifica della fondazione per sezionatore tripolare orizzontale TG2021

Ordine Contratto 3000034279 *Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2010* - Scheda SRI88 Rev. 00 AVELLINO4

Note Rev. 00 – AT10SRC005 –Lettera di trasmissione B0021494

PUBBLICATO B0021489 (PAD - 1366135)

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

N. pagine 28 **N. pagine fuori testo** 0

Data 26 luglio 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

B0621489 114975 AUT

Bergamo Giulia

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0621489 114965 VER

Gatti Fabrizio

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0621489 77241 APP

Ferrari Luigi



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	3
2.1	Caratteristiche geometriche	3
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.3	Capacità portante della fondazione	4
2.4	Caratteristiche del terreno	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
3.3	Montaggio	6
3.4	Condizione di carico da vento.....	6
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	7
3.6	Condizione di carico sismica.....	7
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche.....	7
3.6.2	Componenti orizzontali	8
3.6.3	Componente verticale.....	8
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	9
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	9
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	9
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
4	TIPO DI VERIFICA	9
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	10
5.1	Stati limite ultimi.....	10
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	10
5.1.2	Combinazioni eccezionali	10
5.1.3	Combinazioni sismiche	11
5.2	Stati limite di esercizio.....	12
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	12
7	CALCOLI DI VERIFICA	12
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	12
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	16
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa.....	17
7.5	Verifica strutturale.....	17
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	18
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	22
7.5.3	Verifica flessionale del batolo.....	22
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
9	CONCLUSIONI	26
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	26
	APPENDICE 1: PRESCRIZIONI E LIMITI DI UTILIZZO	27

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	26/07/2010	B0021489	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione TG2021 per sezionatori orizzontali della sezione 132-150 kV, del tipo Ruhrtal.

La verifica strutturale è condotta per i massimi carichi relativi alle carpenterie di supporto di tali apparecchiature, vedasi rif. [1].

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 [4], 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 e 2,0 daN/cm², usualmente richieste da Terna nei dimensionamenti secondo la normativa antecedente.

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per sezionatore orizzontale è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati tre batoli; i due posti alle estremità della piastra costituiscono il plinto di appoggio della carpenteria del sezionatore.

La fondazione è posizionata, rispetto alla linea, in modo che il suo lato corto sia parallelo alla linea stessa.

La piastra summenzionata ha dimensioni di 4,20 × 1,90 × 0,3 m; i batoli hanno dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,5 m, sporgono dal terreno per 0,1 m, e sono provvisti ognuno di quattro tirafondi Ø 20 mm ([3]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo centrale è posizionato sulla mezzeria del lato lungo della piastra, mentre i due laterali hanno il loro centro geometrico posizionato a 170 cm rispetto alla mezzeria stessa. Tutti i batoli risultano centrati rispetto alla mezzeria lungo il lato corto della piastra.

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.

La verifica che definisce le dimensioni minime attribuite alla fondazione nel caso in esame risulta essere quella della limitazione della parzializzazione della stessa.

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, paralleli al lato lungo, armatura inferiore e superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore e superiore	Ferri verticali batoli
3,114	7785	7Ø12	13Ø12	10Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo della fondazione è in classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 di [4]);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 206-1);
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III di [4]), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4 \text{ cm}$.

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 [4].

Il calcestruzzo del magrone di sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 14^\circ$, in base alla formulazione contenuta nell'“Annex 4”, punto D.4 di [5]:

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

con:

c' = coesione drenata

$q' = \gamma' \cdot D$ = sovraccarico dovuto al terreno rispetto al piano di fondazione

D = minimo approfondimento del piano di fondazione rispetto alla superficie del terreno

γ' = peso immerso del terreno

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \quad \phi' = \text{angolo d'attrito drenato}$$

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi' \quad B' = \text{larghezza efficace della fondazione}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L') \quad L' = \text{lunghezza efficace della fondazione}$$

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

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

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

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'

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

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

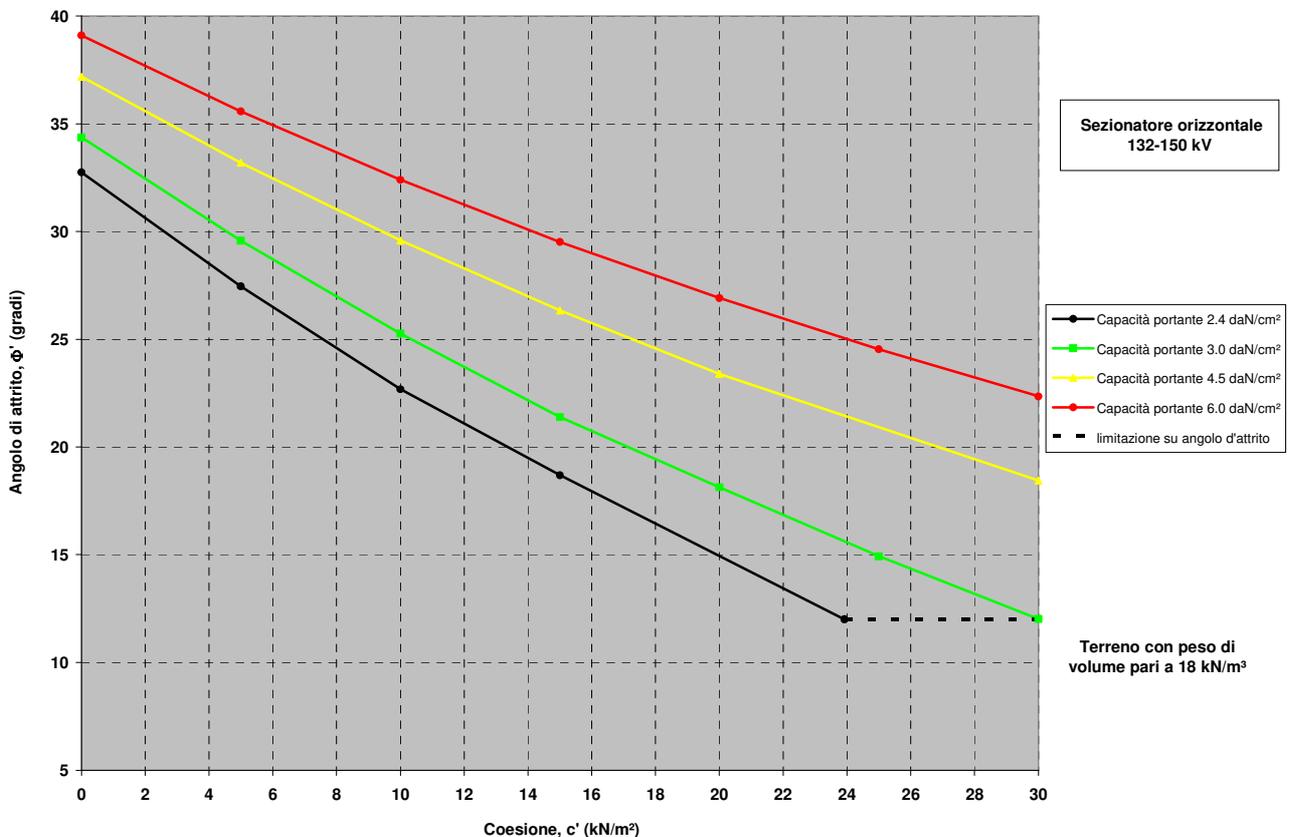
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 sismica per la configurazione “aperto”, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². 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 0,239 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

Le verifiche che seguono sono state effettuate nell'ipotesi più conservativa per le stesse di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800$ daN/m³;

- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 12^\circ$;
- Coesione $c' = 0,239 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al di sotto del piano di fondazione.

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 $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ (zona B) – Tiro semplice;
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B) – Tiro composto;
- Montaggio (vedi Par. 3.2.2 del rif. [7]);
- 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 [7], 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 $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ (zona B), definito nel seguito "Tiro semplice", il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6];
- Tiro di linea più vento e ghiaccio (zona B), definito nel seguito "Tiro composto", il più oneroso secondo quanto richiesto nel rif. [6].

Tali valori, la cui entità è stata comunicata da Terna con apposito documento (Rif. [9]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Sezionatore orizzontale 150 kV	190	350

3.3 Montaggio

I valori dei carichi considerati sono stati considerati in base a quanto riportato nel Par. 3.2.2 del rif. [7].

3.4 Condizione di carico da vento

In accordo con quanto riportato in [4] 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 [4]), con riferimento alla categoria di esposizione I;
- 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 [11];
- il coefficiente c_d dinamico è stato assunto cautelativamente uguale ad 1 (vedi paragrafo 3.3.8 di [4]);
- 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, considerata pari a 48 m/s.

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

Per ogni apparecchiatura 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

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [8].

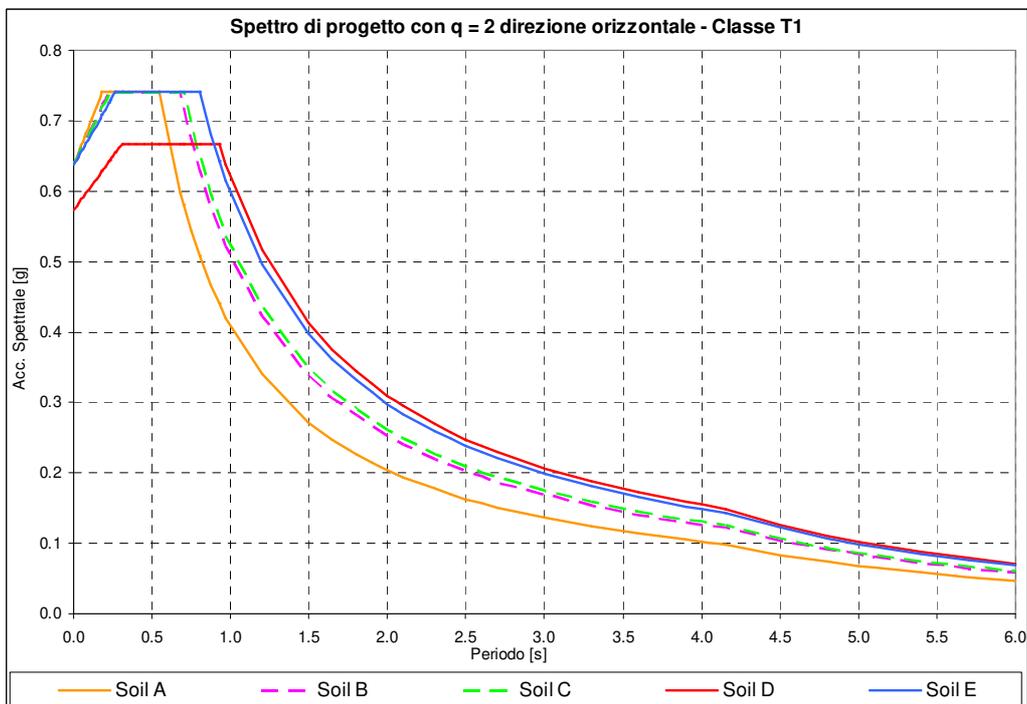
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione, già verificata nel corso di SISMISTA, che la fondazione è soggetta alle sollecitazioni derivanti dalla risposta dinamica del sovrastante assieme carpenteria-apparecchiatura: tale assieme si configura come un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma, costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'insieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones tecnicas generales. Diseno sismico- Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

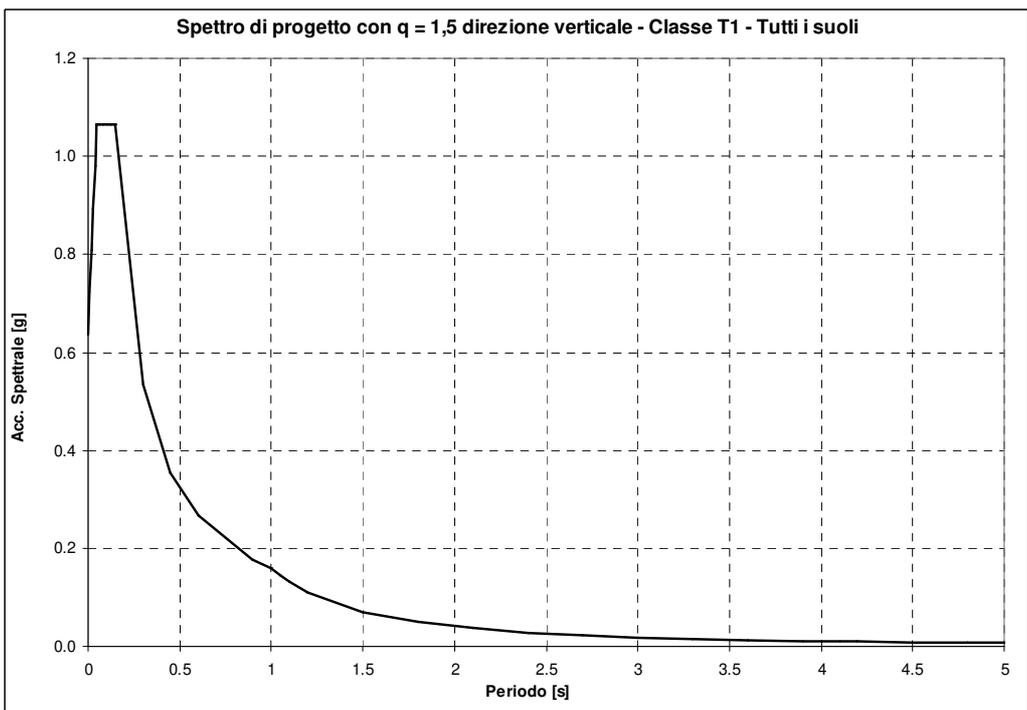
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente 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 (vedasi [4]).



3.6.3 Componente verticale

Il diagramma seguente 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 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap. 5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [4].

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [9]. 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 [7], Par. 3.2).

In accordo a [9], 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 dal documento di riferimento [9] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 40 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Sezionatore orizzontale 150 kV	460	5240	2814	6898

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

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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. [4]), 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. [4]), sono elencate nei paragrafi che seguono.

5.1.1 Combinazione fondamentale

In accordo a [4] (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. [4] Par. 2.5.3) ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi (Rif. [4] 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 dell'apparecchiatura 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 [4] (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:

- G₁ = carichi permanenti;
- G₂ = 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. [4] 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 [4] (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;
- G₁ = carichi permanenti;
- G₂ = 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. [4] 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 [4]).

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

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. [4]), 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. [4] 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 caso in esame le verifiche più penalizzanti per ciascuno dei fenomeni citati sono relative a configurazioni diverse (sezionatore "aperto" o "chiuso") ed al comportamento nei confronti di combinazioni di carico differenti. Nel seguito vengono riportate le verifiche citate al Paragrafo 6, esponendo solo i valori più critici, con citazione della configurazione e della combinazione che li genera.

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 verifica a flessione retta nelle due direzioni X ed Y la piastra di base; gli schemi adottati per le verifiche sono quelli di trave su due appoggi, considerati posizionati in corrispondenza al centro geometrico dei batoli, con mensole di estremità, in direzione X e trave semplicemente appoggiata in direzione Y (gli appoggi sono posizionati agli estremi della piastra); i momenti flettenti massimi si calcolano assumendo che il carico sia dato dalla tensione media sul terreno, considerata uniformemente distribuita sull'area della piastra stessa, diminuita del peso della piastra e di quello del terreno su di essa gravante;
- si verificano a taglio le sezioni di estremità della piastra;
- 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 sulla fondazione

La struttura di sostegno del sezionatore orizzontale scarica le sollecitazioni, indotte dalle azioni ad essa applicate, in fondazione in corrispondenza ai due batoli laterali. Il batolo centrale sostiene solamente il comando del sezionatore di linea con la relativa struttura.

Dall'analisi strutturale della carpenteria metallica di supporto del sezionatore (Rif. [1]) si ottengono le seguenti sollecitazioni globali sulla fondazione, all'interfaccia tra sostegni e fondazione, dovute alle azioni elementari agenti, nelle due configurazioni di sezionatore "aperto" e "chiuso", con T_x e T_y i tagli in direzione ortogonale (x) e parallela (y) alla linea ed M_x , M_y i momenti flettenti rispettivamente attorno agli assi x e y .

Sezionatore aperto

	T_y [N]	T_x [N]	H [N]	M_y [Nm]	M_x [Nm]
Peso proprio	0	0	-21379	0	1001
Tiro di linea semplice	0	0	0	0	0
Tiro di linea composto	0	0	0	0	0
Montaggio	3000	0	0	0	-13500
Vento Y	10426	0	0	0	-29367
Vento X	0	-10253	0	-24803	0
Perdita di tiro di linea semplice	570	0	0	0	-2565
Perdita di tiro di linea composto	1050	0	0	0	-4725
Sismica in direzione Y	12034	-2	0	6	-42523
Sismica in direzione X	1477	-14498	0	-47039	-3627
Sismica in direzione Z	2715	-32	9560	75	-3060
Corto Circuito	0	-2760	0	-12420	0

Sezionatore chiuso

	F_y [N]	F_x [N]	H [N]	M_y [Nm]	M_x [Nm]
Peso proprio	0	0	-21379	0	1001
Tiro di linea semplice	0	0	0	0	0
Tiro di linea composto	0	0	0	0	0
Montaggio	3000	0	0	0	-13500
Vento Y	9013	0	0	0	-23006
Vento X	0	-11667	0	-29663	0
Perdita di tiro di linea semplice	570	0	0	0	-2565
Perdita di tiro di linea composto	1050	0	0	0	-4725
Sismica in direzione Y	12029	-1	0	3	-42526
Sismica in direzione X	1448	-14513	0	-47060	-3542
Sismica in direzione Z	2949	-15	13226	32	-3308
Corto Circuito	0	-2760	0	-12420	0

I momenti flettenti:

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

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.

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

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

Si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione derivanti dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1:

- 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.

Per ogni verifica è stata considerata la condizione di carico più penalizzante, ossia quella che dà, di volta in volta, il rapporto minore tra coefficiente di sicurezza effettivo e quello richiesto dalla normativa; i carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, sono i seguenti:

	Tipo di verifica	Combinazione di carico	Condizione del sezionatore	Momento flettente MX [daN·m]	Taglio TY [daN]	Momento flettente MY [daN·m]	Taglio TX [daN]	Azione assiale NZ [daN]
Sezionatore orizzontale 150 kV	Ribaltamento in direzione X	Fondamentale EQU	Aperto	-7951	-2970	2014	-923	-12549
	Ribaltamento in direzione Y	Sismica	Chiuso	-2180	-5844	647	-1436	-11289
	Scorrimento in direzione X	Fondamentale A2-M2-R2	Chiuso	-5004	-5849	1261	-1750	-13943
	Scorrimento in direzione Y	Fondamentale A2-M2-R2	Aperto	-7941	-2970	2014	-923	-13943
	Capacità portante	Fondamentale A1-M1-R3	Aperto	-7911	-2970	2014	-923	
	Tensione massima sul terreno	Fondamentale A2-M2-R2	Aperto	-7941	-2970	2014	-923	-13943

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti della fondazione per le due diverse configurazioni, rispettivamente, “aperto” e “chiuso”, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Sezionatore aperto

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, ϕ [gradi]	12.0
Angolo attrito terreno, ϕ [rad]	0.209
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.239
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra BX' [cm]	420
Lato piastra BY' [cm]	190
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, $e_{BY'}$ [cm]	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_n [cm]	10

Sezionatore chiuso

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, ϕ [gradi]	11.0
Angolo attrito terreno, ϕ [rad]	0.192
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.150
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	420
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	190
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, $e_{BY'}$ [cm]	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_n [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 per la combinazione di carico e la configurazione più penalizzanti.

Nella verifica 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 obbligata.

Combinazione Sismica (sezionatore chiuso)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	5449	2180	2195
M stab X [daNm]	10724	10724	4841
μ rib X [-]	1.97	4.92	2.21
μ rib X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1683	5844	1735
M stab Y [daNm]	23707	23707	10702
μ rib Y [-]	14.08	4.06	6.17
μ rib Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale EQU (sezionatore aperto)

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	7951	5689	7951
M stab X' [daNm]	11921	11921	11921
μ rib X' [-]	1.50	2.10	1.50
μ rib X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	2970	4951	2970
M stab Y' [daNm]	26352	26352	26352
μ rib Y' [-]	8.87	5.32	8.87
μ rib Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

La verifica a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X e Y risulta soddisfatta.

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 per la combinazione di carico e la configurazione più penalizzanti.

Combinazione fondamentale A1-M1-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$) (sezionatore aperto)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.44	0.31	0.44
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.16	0.27	0.16
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.230	0.164	0.230
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.039	0.065	0.039
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	79800		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.773	2.406	2.773
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.63	0.55	0.63
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.87	4.39	3.87
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

La verifica di capacità portante del terreno di fondazione risulta soddisfatta.

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 per la combinazione di carico e la configurazione più penalizzanti.

Nella verifica 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 obbligata.

Combinazione fondamentale A2-M2-R2 (sezionatore aperto)

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]	2371	2371	2371
$\mu_{sic\ X}$ [-]	2.57	1.54	2.57
mu sic X > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2371	2371	2371
$\mu_{sic\ Y}$ [-]	1.18	1.71	1.18
mu sic Y > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione fondamentale A2-M2-R2 (sezionatore chiuso)

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]	2168	2168	2168
$\mu_{sic\ X}$ [-]	2.06	1.24	2.06
mu sic X > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2168	2168	2168
$\mu_{sic\ Y}$ [-]	1.20	1.72	1.20
mu sic Y > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì

La verifica di scorrimento sul piano di posa della fondazione risulta soddisfatta.

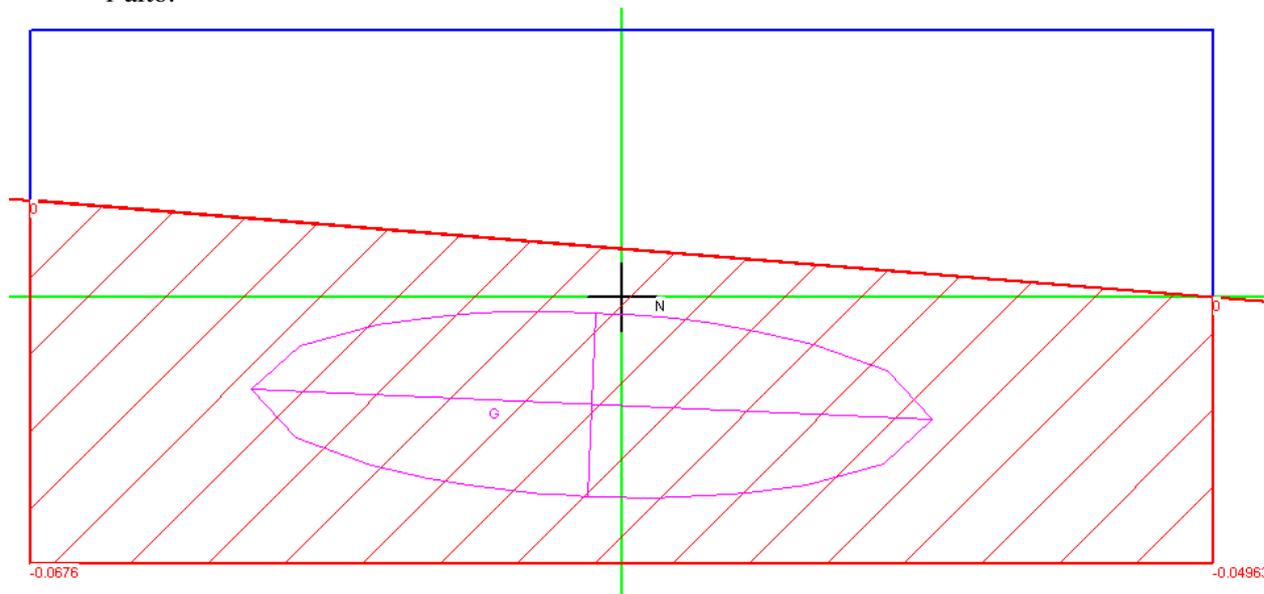
7.5 Verifica strutturale

Lo schema strutturale adottato per la verifica dell'armatura della piastra di base della fondazione in direzione X è quello di trave semplicemente appoggiata con due sbalzi di 0,40 m, di luce pari all'interasse tra i due batoli, ovvero 3,40 m, di spessore pari a quello della piastra di fondazione (0,30 m) e di larghezza pari alla piastra (2,20 m).

In direzione Y lo schema adottato è, conservativamente, quello di trave semplicemente appoggiata di luce pari alla larghezza della fondazione (2,20 m) e di larghezza pari alla lunghezza della fondazione (4,20 m).

Le travi si considerano uniformemente caricate 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 corrispondente alla pressione media, calcolata in base al diagramma effettivo delle tensioni visualizzato nella figura che segue, e considerata, in sicurezza, come agente su tutta la superficie di base della trave; il carico agisce dal basso verso l'alto.



La figura sopra riportata indica, per la configurazione “aperto” che risulta tra le due la più onerosa, la distribuzione della pressione del terreno per la combinazione fondamentale A2-M2-R2.

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.

Il calcolo dei momenti massimi applicati alle sezioni di verifica è stato eseguito utilizzando il programma “Trave continua”, ver. 7.3 del 07/02/2008. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma “VcaSlu” ver. 7.2 del 10/01/2009; entrambi i programmi sono stati sviluppati 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 fondazione

La tensione media trasmessa al terreno è pari a 0,348 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 0,30 \times 1,90 = 1425 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_{terr} = 1800 \times 0,40 \times 1,90 = 1368 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,348 \times 100 \times 190 = 6611 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 0,30 \times 4,20 = 3150 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_{terr} = 1800 \times 0,40 \times 4,20 = 3024 \text{ daN/m}$;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,348 \times 100 \times 420 = 14616 \text{ daN/m}$ (con direzione opposta ai precedenti).

Valutazione momenti in Direzione X

Titolo : Sezionatore orizzontale 132 - 150 kV

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 3

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.4	3815	0	1
2	3.4	3815	0	1
3	0.4	3815	0	1

App.	Largh.
1	1.9
2	1.9
3	1.9
4	1.9

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-2.67E-02	-2.67E-02
m	0	0	0	0		
2	-305.2		-305.2			
m	5,207	1.721	5,207	1.721	7.25E-02	7.25E-02
3	-305.2		-305.2			
m	1.525E-11	0.4	1.525E-11	0.4		
4	1.525E-11		1.525E-11		-2.67E-02	-2.67E-02

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-1,526	6,486	8,012	8,012
3	-6,486	1,526	8,012	8,012
4	0.000341		0	0

Il momento flettente massimo è pari a 5207 daNm.

Valutazione momenti in Direzione Y

Titolo : Sezionatore orizzontale 132 - 150 kV

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 1

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.9	8441	0	1

App.	Largh.
1	4.2
2	4.2

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 5,000

Scale fisse Taglio 1: 20,000

Freccia 1: 0.05

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	3,809	0.95	3,809	0.95	7.58E-03	7.58E-03
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		8,019	8,019	8,019
2	-8,019	6,486	8,019	8,019

Il momento flettente massimo è pari a 3809 daN·m.

Per la verifica in direzione X si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 190 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm

- Armatura superiore: 7 Ø12
- Armatura inferiore: 7 Ø12

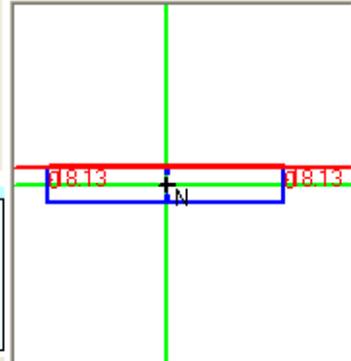
Titolo : Sezionatore orizzontale 132- 150 kV - Direzione X

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	190	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.92	4.6
2	7.92	25.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

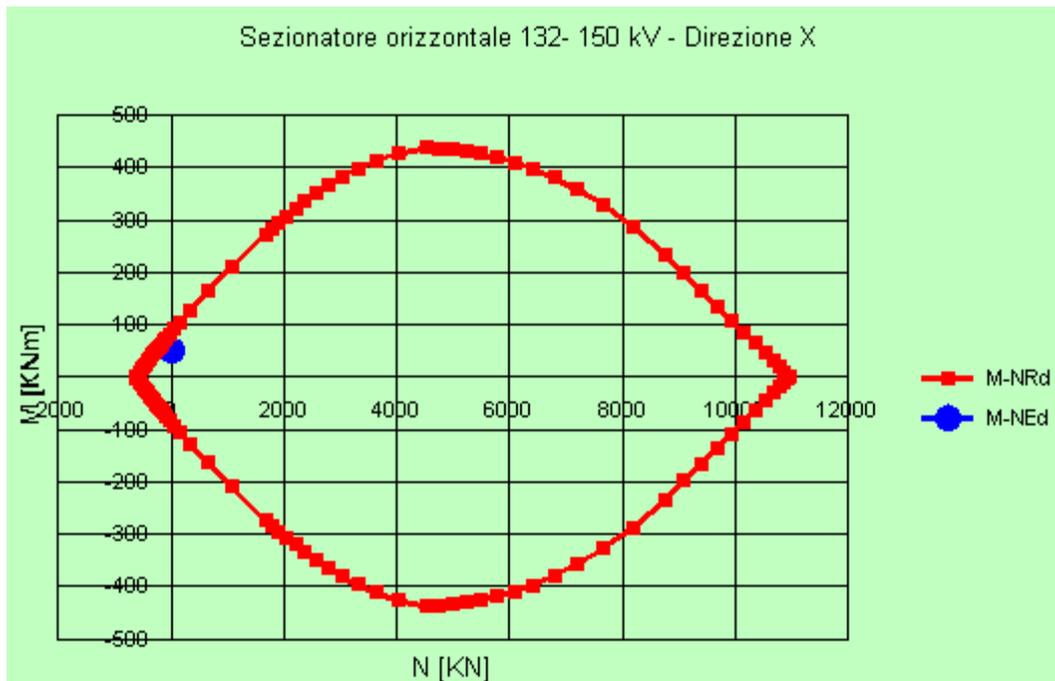
L₀ cm Col. modello

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}	18.13
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} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 36.62 ‰
 d 25.4 cm
 x 2.216 x/d 0.08723
 δ 0.7



Per la verifica in direzione Y si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 420 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 13 Ø12
- Armatura inferiore: 13 Ø12

Titolo : Sezionatore orizzontale 132- 150 kV - Direzione Y

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	420	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	14.7	4.6
2	14.7	25.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

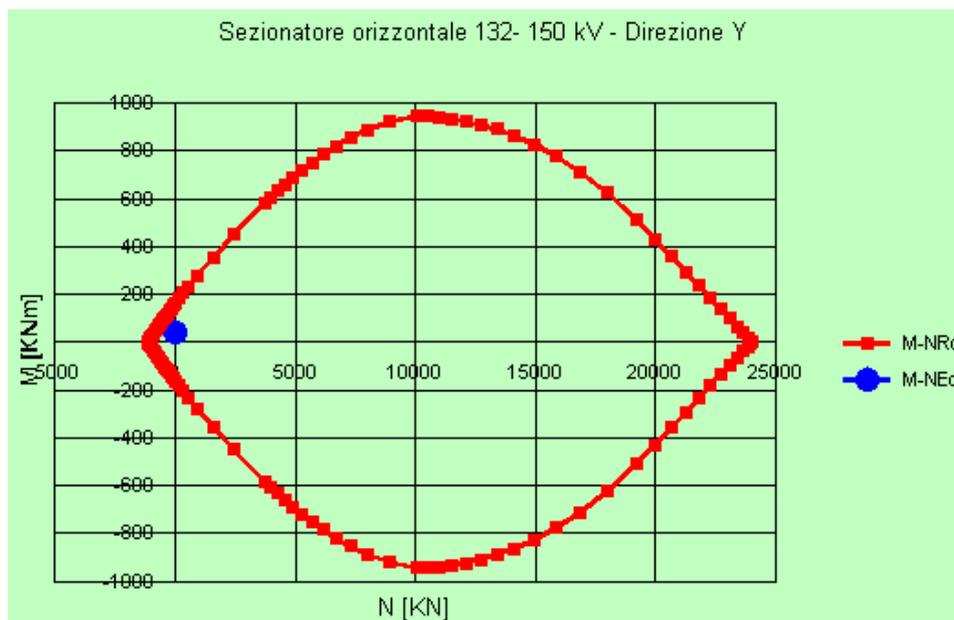
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso



Essendo il momento sollecitante, M_{xSd} , inferiore al momento resistente, M_{xRd} , le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

7.5.2 Verifica a taglio della piastra di base

Direzione X

Il valore massimo del taglio (vedi figura a pag. 20) è pari a 6486 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 24450$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 6486$ daN

Direzione Y

Il valore massimo del taglio (vedi figura a pag. 20) è pari a 8019 daN.

Applicando la formulazione 4.1.14 di [4] al caso in esame:

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 50999$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 8019$ daN

Essendo in entrambi i casi $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Si considera un batolo avente 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: 4 $\varnothing 10$

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 sono riportate le verifiche con combinazione A1-M1, la più penalizzante per le strutture, nei casi di massimo momento attorno ad un asse parallelo e trasversale alla linea.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

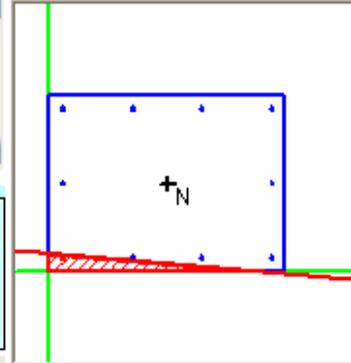
Titolo : Sezionatore orizzontale 132-150 kV - Flessione batolo

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	28.2	4.5
3	0.79	75.5	4.5
4	0.79	4.5	30
5	0.79	4.5	55.5
6	0.79	75.5	30

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

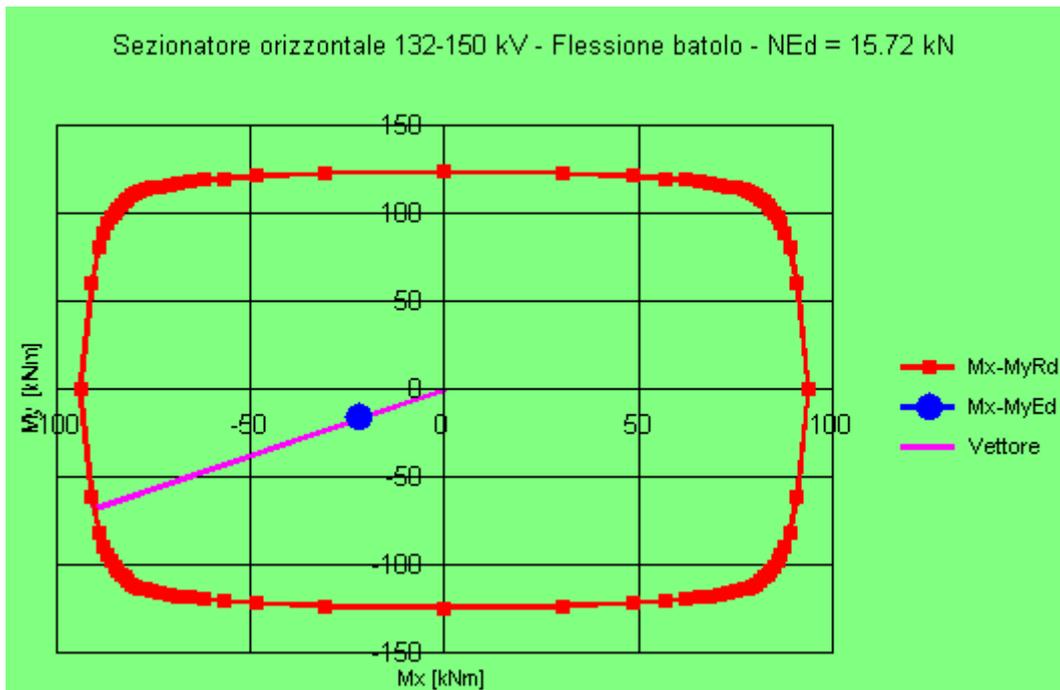
Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

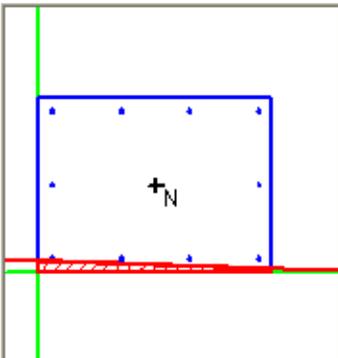
Titolo : Sezionatore orizzontale 132-150 kV - Flessione batolo

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	28.2	4.5
3	0.79	75.5	4.5
4	0.79	4.5	30
5	0.79	4.5	55.5
6	0.79	75.5	30

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

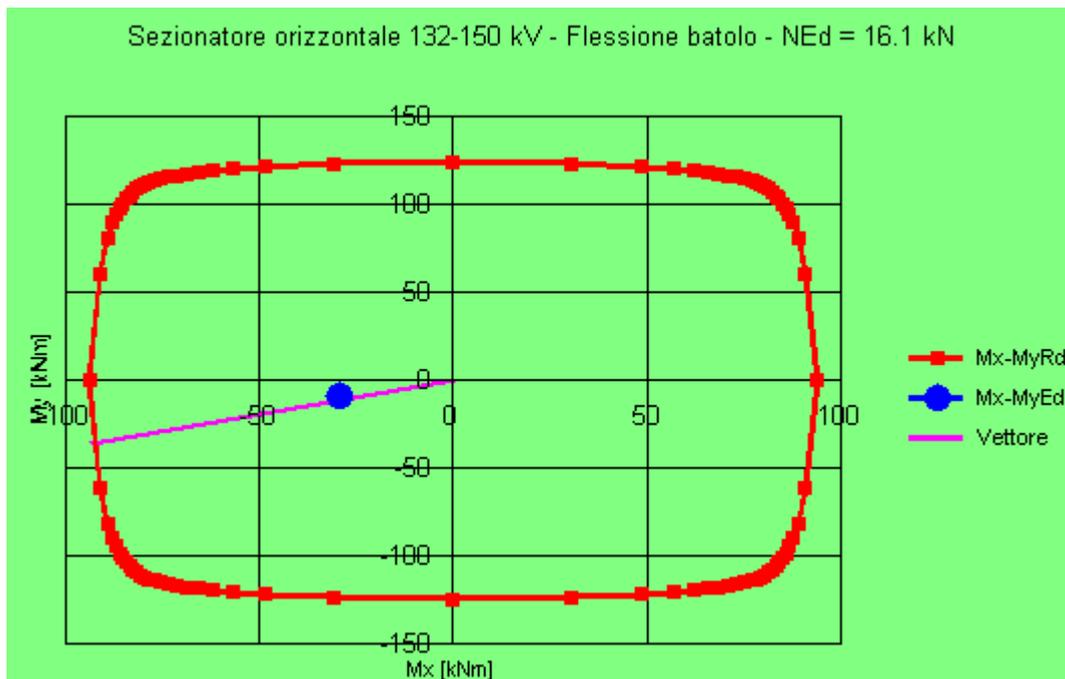
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> %	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> %
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="18.81"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/>
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> %	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ



Le verifiche a presso-flessione deviata risultano soddisfatte.

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).

È stato verificato 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 seguenti espressioni:

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.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,26$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 2,21$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 14,15$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 14,15 \cdot 1,90 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,26 = 0,0154 \text{ m} = 1,54 \text{ cm}$$

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 (preso pari a 4,62, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{58,44}{4,20^2 \cdot 1,90} \cdot 4,62 = 0,0037$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 1,54$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{21,80}{1,90^2 \cdot 4,20} \cdot 4,62 = 0,0030$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,57$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni, per il sezionatore in configurazione "chiuso" (caso con cedimento superiore) è pari a 3,65 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 TG2021 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Rapporto CESI A8035344 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 150 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per sezionatore orizzontale*, rev. 02, dicembre 2008.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 150 kV. Fondazione per sezionatori orizzontali TG2021, identificativo doc. Terna D C DS3000 U ST 00046, Rev. 00, luglio 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature* identificativo doc. Terna D E DS1000 U ST 00017, Rev. 00, giugno 2008.
- [4] “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008.
- [5] UNI EN 1997-1, “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”, febbraio 2005.
- [6] CEI 11-4 – 1998 “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [7] CEI 11-1 1999 “Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata”.
- [8] 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.
- [9] Documento TERNA: “Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo” inviato via mail in data 11/04/2008.
- [10] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [11] 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

La fondazione è adeguata per:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione I
 - $v_b = 48$ 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 $q = 2$
 - verticale $\leq 1,066$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
- momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore dell'elemento di interfaccia) ≤ 1467 kg m^(*)
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 40 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a 2,4 daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 12°, in corrispondenza a coesione pari a 0,239 daN/cm²
- livello di falda al di sotto del piano di fondazione (**terreno non 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

(*) Essendo il sostegno unico per i tre poli del sezionatore, il momento statico massimo dell'apparecchiatura è stato calcolato tenendo conto della massa totale dei tre poli (che nel caso in esame vale 1590 kg)



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



Data:	30/07/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Giulia Bergamo
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
	02	30/07/2010	Estensione a tutti i livelli sismici	M. Amorelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo
01	10/05/2010	Modifica caratteristiche materiali	M. Amorelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo	
00	31/03/2009	Prima emissione	M. Amorelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo	

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00041	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00045 rev. 03 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00047 rev. 03	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER INTERRUTTORE TRIPOLARE TG2003 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA MEDIA E ALTA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00041_02	---	A4	---	01/30

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. È 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	TERNA S.p.A. Roma
Oggetto	<p>PARTE A) OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO DELLE FONDAZIONI UNIFICATE PER APPARECCHIATURE DI SOTTOSTAZIONE</p> <p>PARTE B) SVILUPPO DI UNA NUOVA SOLUZIONE FONDALE PER APPARECCHIATURE DI STAZIONE</p> <p>Progettazione di una taglia di fondazioni per la serie 150 kV "a bassa sismicità"</p> <p>Calcolo di verifica della fondazione per interruttore tripolare TG2003 adatta a tutti i livelli sismici.</p>
Ordine	Contratto 3000034279 <i>Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2010</i> - Scheda SRI88 Rev. 00 AVELLINO4
Note	<p>Rev. 02 – AT10SRC005 – Lettera di trasmissione B0021494</p> <p>Il rapporto B0021610 sostituisce ed annulla il rapporto A9036105</p>

PUBBLICATO B0021610 (PAD - 1366162)

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

N. pagine 29 **N. pagine fuori testo** 0

Data 30 luglio 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

B0021610 114975 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0021610 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0021610 777241 APP



Mod. RISM v. 02

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	3
2.1	Caratteristiche geometriche	3
2.2	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.3	Capacità portante della fondazione	4
2.4	Caratteristiche del terreno	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	6
3.1	Individuazione delle azioni	6
3.2	Condizione di carico di linea.....	6
3.3	Montaggio	6
3.4	Condizione di carico da vento.....	6
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	7
3.6	Condizione di carico sismica.....	7
3.6.1	La simulazione delle condizioni sismiche.....	7
3.6.2	Componenti orizzontali	8
3.6.3	Componente verticale.....	8
3.6.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica	9
3.6.5	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	9
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	9
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	9
4	TIPO DI VERIFICA	9
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	10
5.1	Stati limite ultimi.....	10
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	10
5.1.2	Combinazioni eccezionali	10
5.1.3	Combinazioni sismiche	11
5.2	Stati limite di esercizio	12
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	12
7	CALCOLI DI VERIFICA	12
7.1	Sollecitazioni massime sulla fondazione.....	12
7.2	Verifica al ribaltamento.....	16
7.3	Verifica della capacità portante.....	17
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	17
7.5	Verifica strutturale.....	18
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	18
7.5.2	Verifica a taglio della fondazione.....	25
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	26
9	CONCLUSIONI	27
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	27
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	28

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	31/03/2009	A8037932	Prima emissione
01	10/05/2010	A9036105	Modifica caratteristiche materiali
02	30/07/2010	B0021610	Estensione a tutti i livelli sismici

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione TG2003 per interruttori tripolari della sezione 132 – 150 kV, del tipo Crompton Greaves.

La verifica strutturale è condotta per i massimi carichi relativi alle carpenterie di supporto di tali apparecchiature, vedasi rif. [1], fornite direttamente dal costruttore e quindi non appartenenti all'unificato Terna.

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 [4], 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 e 2,0 daN/cm², usualmente richieste da Terna nei dimensionamenti secondo la normativa antecedente.

2 CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE

2.1 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per interruttori tripolari è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di dimensioni di 8,40 × 1,80 × 0,70 m al centro della quale è ricavata una canaletta di dimensioni 0,50 x 0,30 m che si sviluppa lungo tutta la lunghezza della fondazione. Le strutture di sostegno dei tre interruttori tripolari sono ancorate alla fondazione mediante tirafondi o zanche. La posizione dell'asse degli ancoraggi dei tre sostegni è centrata nel senso del lato minore della fondazione e posta rispettivamente a 1,35, 3,55 e 5,75 m dal bordo del lato minore in direzione del lato maggiore.

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.

La verifica che definisce le dimensioni minime attribuite alla fondazione nel caso in esame risulta essere quella della limitazione della parzializzazione della stessa.

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, paralleli al lato lungo, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato lungo, armatura intermedia e superiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura inferiore	Ferri della piastra di base, paralleli al lato corto, armatura superiore
9,324	23310	10Ø14	12Ø14	43Ø10	43Ø10

2.2 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo della fondazione è in classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 $c = 4 \text{ cm}$.

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 $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [3]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.3 Capacità portante della fondazione

La capacità portante della fondazione è stata valutata in modo parametrico considerando un terreno con peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/cm}^2$ e caratteristiche di angolo d'attrito ϕ' e coesione c' variabili, fino ad un minimo di $\phi' = 14^\circ$, 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:

c' = coesione drenata

q' = $\gamma' \cdot D$ = sovraccarico dovuto al terreno rispetto al piano di fondazione

D = minimo approfondimento del piano di fondazione rispetto alla superficie del terreno

γ' = peso immerso del terreno

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \quad \phi' = \text{angolo d'attrito drenato}$$

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi' \quad B' = \text{larghezza efficace della fondazione}$$

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

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'

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

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

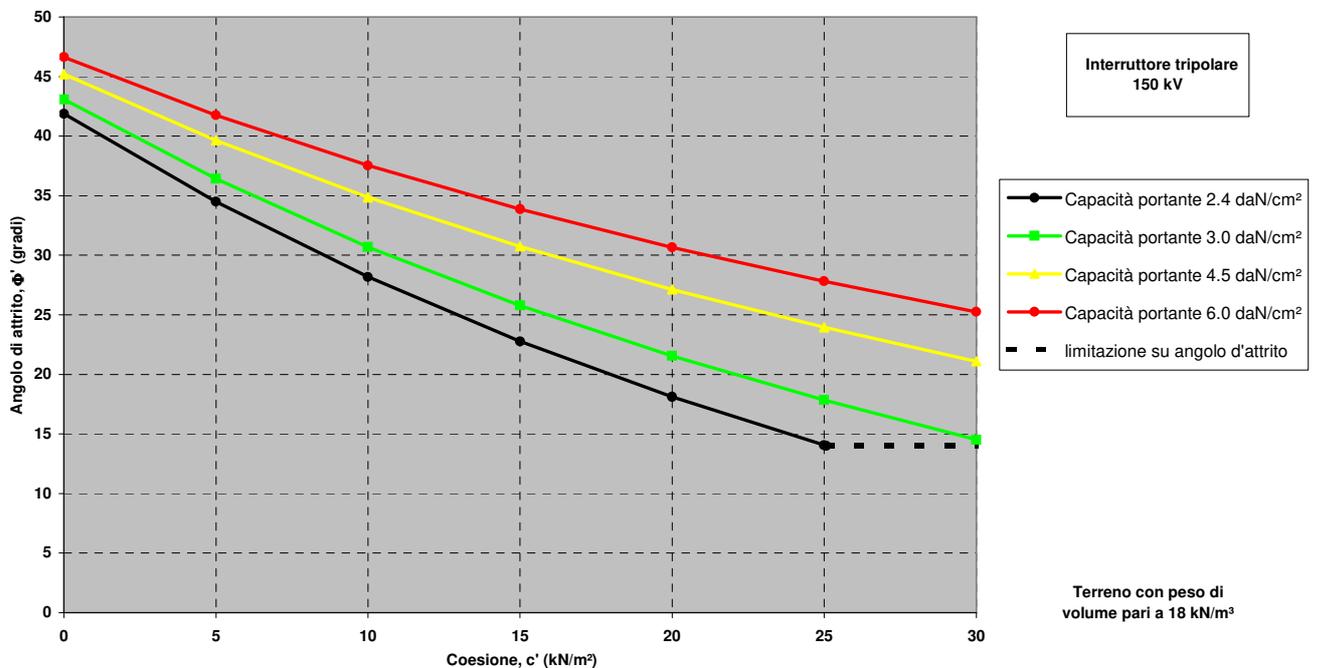
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 combinazione di carico EQU, la più penalizzante per la struttura stessa (vedi Cap. 7).

La tensione di rottura minima del terreno per cui è verificata la fondazione è pari a 2,4 daN/cm². Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 14°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,251 daN/cm², nel caso di fondazione con acqua a livello del piano campagna (terreno saturo).

2.4 Caratteristiche del terreno

Le verifiche che seguono sono state effettuate nell'ipotesi più conservativa per le stesse di terreno, avente le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume $\gamma_t = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900 \text{ daN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\Phi' = 14^\circ$;

- Coesione $c' = 0,251 \text{ daN/cm}^2$.

Il livello di falda è considerato al piano campagna.

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 le apparecchiature analizzate 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 apposito documento (Rif. [8]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Interruttore tripolare 150 kV	400	150

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 nel caso di terreno saturo, mentre, nel caso di terreno non saturo, la fondazione, a parità di dimensionamento risulta verificata con la categoria di esposizione I;
- 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 [10];
- 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, considerata pari a 48 m/s.

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

Per ogni apparecchiatura 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

L'illustrazione dettagliata dei criteri adottati per la identificazione della condizione di carico sismica è riportata in [7].

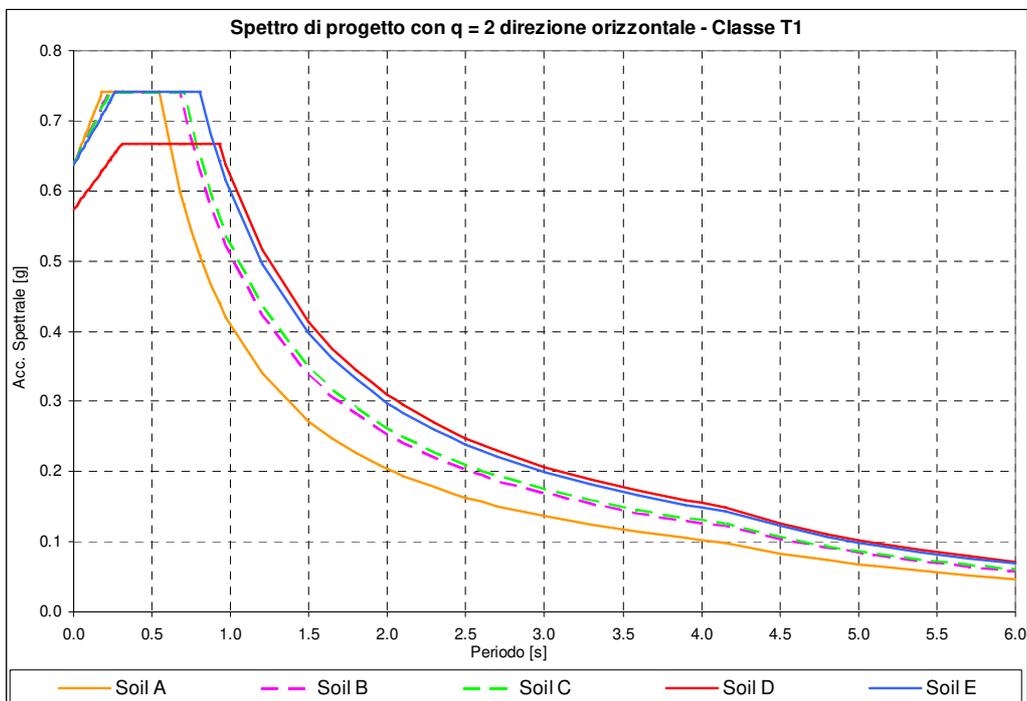
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

3.6.1 La simulazione delle condizioni sismiche

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni sismiche, essa si basa sulla considerazione, già verificata nel corso di SISMISTA, che la fondazione è soggetta alle sollecitazioni derivanti dalla risposta dinamica del sovrastante assieme carpenteria-apparecchiatura: tale assieme si configura come un sistema dinamico la cui frequenza fondamentale si colloca, in generale, all'interno della banda di frequenze di massima amplificazione dello spettro di progetto. La massima accelerazione di risposta al sisma, costituisce perciò, moltiplicata per la massa complessiva dell'insieme concentrata nel suo baricentro, la forzante del sistema. La presenza di componenti diverse dalla fondamentale nella risposta sismica è tenuta in conto con un coefficiente posto uguale a 1,2, con riferimento alla norma INGENDESA ETGI-1.020, Novembre 1997 *Especificaciones tecnicas generales. Diseno sismico- Version resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

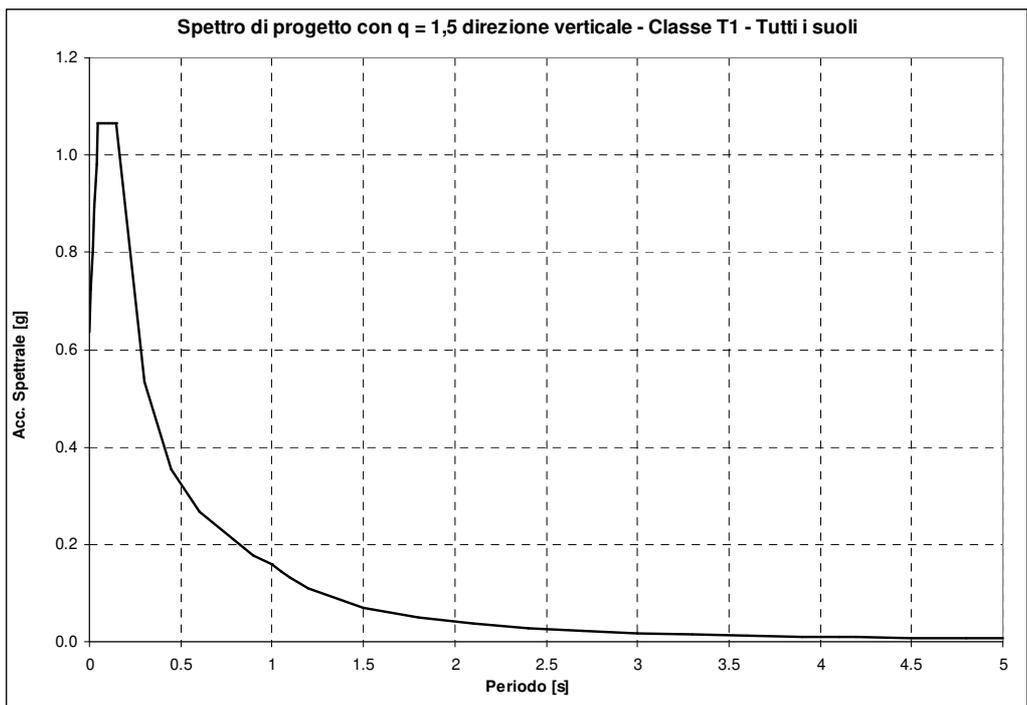
3.6.2 Componenti orizzontali

Il diagramma seguente 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 (vedasi [3]).



3.6.3 Componente verticale

Il diagramma seguente 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 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto previsto dalla tabella nel Cap. 5, congruente con quanto riportato nel par. 7.3.5 di [3].

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

3.7 Condizione di carico da corto circuito

3.7.1 Definizione del carico da corto circuito

I carichi da corto circuito sono tratti dal rif. [8]. 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 [8], 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 dal documento di riferimento [8] e derivano da un calcolo eseguito per una corrente di corto circuito pari a 40 kA. I valori con le relative direzioni di applicazione sono i seguenti:

Apparecchiatura	Swing [N]	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
	X		Z	Y
Interruttore tripolare	2080	7230	4087	10019

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

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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 dell'apparecchiatura 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:

- G₁ = carichi permanenti;
- G₂ = 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;
- G₁ = carichi permanenti;
- G₂ = 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

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]), 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 caso in esame (terreno saturo che risulta il più oneroso per la fondazione) le verifiche più penalizzanti per i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione EQU (ribaltamento attorno a X, asse ortogonale alla direzione di linea, e ribaltamento attorno a Y, asse parallelo alla direzione di linea), della combinazione fondamentale SLU A2-M2-R2 (scorrimento sul piano di posa in direzione X e Y) e della combinazione fondamentale SLU A1-M1-R3 (capacità portante del terreno). Nel seguito vengono esposte le verifiche citate al Paragrafo 6 nei confronti di tali combinazioni di carico per l'apparecchiatura menzionata.

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 verifica a flessione retta nelle due direzioni X ed Y la piastra di base; gli schemi adottati per le verifiche sono quelli di trave su tre appoggi, considerati posizionati in corrispondenza al centro geometrico dei batoli, con mensole di estremità, in direzione X e trave semplicemente appoggiata in direzione Y (gli appoggi sono posizionati agli estremi della piastra); i momenti flettenti massimi si calcolano assumendo che il carico, in sicurezza, sia dato dalla tensione massima sul terreno, considerata uniformemente distribuita sull'area della piastra stessa, diminuita del peso della piastra;
- si verificano a taglio le sezioni della piastra;
- non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi.

7.1 Sollecitazioni massime sulla fondazione

Per ognuna delle tre apparecchiature la cui struttura portante è ancorata alla fondazione, si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione stessa derivanti dall'analisi delle combinazioni delle azioni citate al paragrafo 5.1 e relative alla condizione più penalizzante:

- 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 alle combinazioni EQU, SLU A2-M2-R2 e SLU A1-M1-R3, a seconda della verifica considerata.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni condizione di verifica, i valori di M_x , M_y , T_x , T_y e N agenti complessivamente sulla fondazione; tali valori sono le sollecitazioni applicate dalle strutture di supporto delle tre fasi dell'apparecchiatura sulla superficie di contatto con la fondazione. La fondazione supporta infatti tre sostegni metallici del tutto analoghi; conseguentemente, si è ipotizzato che i carichi siano uguali su ognuna delle superfici di appoggio e che, complessivamente, ogni singola componente del carico sulla fondazione sia il triplo di quella che insiste sulla singola superficie di appoggio.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [daN-m]	Taglio T_y [daN]	Momento flettente M_y [daN-m]	Taglio T_x [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	EQU	7 758	2 947	3 939	1 498	-1 454
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	EQU	5 132	1 948	6 566	2 497	-1 454
	Minima azione assiale	EQU	5 132	1 948	3 939	1 498	-1 454

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_x [daN-m]	Taglio T_y [daN]	Momento flettente M_y [daN-m]	Taglio T_x [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	7 758	2 947	3 939	1 498	-2 101
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	5 132	1 948	6 566	2 497	-2 101
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	5 132	1 948	3 939	1 498	-2 101

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A2-M2-R2	6 724	2 554	3 939	1 498	-1 616
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A2-M2-R2	4 973	1 888	5 690	2 164	-1 616
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	4 973	1 888	3 939	1 498	-1 616

Come già indicato, detti Tx e Ty i tagli ed Mx, My i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $MX = Mx + Ty \cdot H$
- $MY = My + Tx \cdot H$

con H spessore della fondazione, costituiscono i valori di momento ricondotti sul piano di base della fondazione stessa. Essendo i carichi verticali provenienti dalle apparecchiature disposti asimmetricamente in direzione x rispetto alla base della fondazione sono stati introdotti anche i momenti di trasporto delle azioni verticali N sul baricentro della pianta della fondazione.

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.

- $TX = Tx$
- $TY = Ty$
- $NZ = Nz + P$

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

Essendo la dimensione maggiore della fondazione orientata di $\alpha = 90^\circ$ rispetto agli assi linea, tutte le verifiche sono svolte riferendosi agli assi locali della fondazione stessa, individuando un asse X' diretto lungo l'asse minore della fondazione e un asse Y', ad esso ortogonale.

I carichi sono perciò da trasformarsi come segue:

$$TX' = TX \cdot \cos\alpha + TY \cdot \sin\alpha$$

$$TY' = -TX \cdot \sin\alpha + TY \cdot \cos\alpha$$

$$NZ' = NZ$$

$$MX' = MX \cdot \cos\alpha + MY \cdot \sin\alpha$$

$$MY' = -MX \cdot \sin\alpha + MY \cdot \cos\alpha$$

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

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN·m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN·m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	5 933	-1 498	-7 758	2 947	-14 042
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	9 258	-2 497	-5 132	1 948	-14 042
	Minima azione assiale	EQU	5 933	-1 498	-5 132	1 948	-14 042

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN·m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN·m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	6 353	-1 498	-7 758	2 947	-20 282
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	9 679	-2 497	-5 132	1 948	-20 282
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 353	-1 498	-5 132	1 948	-20 282

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MX' [daN·m]	Taglio Y' [daN]	Momento flettente MY' [daN·m]	Taglio X' [daN]	Azione assiale massima NZ' [daN]
Interruttore tripolare	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A2-M2-R2	6 038	-1 498	-6 724	2 554	-15 602
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A2-M2-R2	8 255	-2 164	-4 973	1 888	-15 602
	Minima azione assiale	SLU A2-M2-R2	6 038	-1 498	-4 973	1 888	-15 602

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti della fondazione nel caso di terreno saturo e non saturo, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Terreno saturo (falda al piano campagna)

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	14.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.244
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.251
Peso specifico terreno, γ_1 [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_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	180
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	840
Larghezza canaletta, l [cm]	50
Profondità canaletta, h [cm]	30

Terreno non saturo (falda al di sotto del piano di fondazione)

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	10.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.175
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.294
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra, BX' [cm]	840
Lato piastra, BY' [cm]	180
Larghezza canaletta, l [cm]	50
Profondità canaletta, h [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	70
Spessore fondazione fuori terra, sp_n [cm]	0

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 per la combinazione di carico più penalizzante.

Nella verifica 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 obbligata.

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	5,933	9,258	5,933
M stab X' [daNm]	58,975	58,975	58,975
$\mu_{rib X'}$ [-]	9.94	6.37	9.94
$\mu_{rib X'} > 1$?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	7,758	5,132	5,132
M stab Y' [daNm]	12,637	12,637	12,637
$\mu_{rib Y'}$ [-]	1.63	2.46	2.46
$\mu_{rib Y'} > 1$?	Sì	Sì	Sì

La verifica a ribaltamento attorno ai due assi ortogonali della fondazione X' e Y' risulta soddisfatta.

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 per la combinazione di carico più penalizzante.

Combinazione SLU A1-M1-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$ e massima $\sigma_{terreno}$)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.31	0.48	0.31
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.38	0.25	0.25
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.037	0.057	0.037
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.213	0.141	0.141
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	151,200		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.594	2.190	2.068
Tensione terreno, σ_t [dall/cm ²]	0.35	0.29	0.28
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	6.90	8.17	8.65
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t > 2.3$?	Sì	Sì	Sì

La verifica di capacità portante del terreno di fondazione risulta soddisfatta.

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 per la combinazione di carico più penalizzante.

Nella verifica 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 obbligata.

Combinazione SLU A2-M2-R2

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]	3,112	3,112	3,112
μ sic X [-]	1.22	1.65	1.65
mu sic X > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	3,112	3,112	3,112
μ sic Y [-]	2.08	1.44	2.08
mu sic Y > 1.1 ?	SI	SI	SI

La verifica di scorrimento sul piano di posa della fondazione risulta soddisfatta.

7.5 Verifica strutturale

Gli schemi strutturali adottati per la verifica della fondazione sono, conservativamente, quelli di:

- trave continua su tre appoggi (direzione Y') con due luci di lunghezza 2,20 m e due mensole laterali di lunghezza rispettivamente 1,35 e 2,65 m (lunghezza complessiva 8,40 m), larghezza 1,80 m (direzione X') e spessore 0,70 m; la sezione presenta una risega centrale di dimensioni 50 x 30 cm; gli appoggi sono in corrispondenza dell'asse verticale delle carpenterie di sostegno dei poli dell'interruttore.
- trave semplicemente appoggiata di luce 1,80 m (direzione X'), larghezza 8,40 m (direzione Y') e spessore 0,40 m.

Le travi si considerano uniformemente caricate nel modo seguente:

- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione massima, considerata, in sicurezza, come agente su tutta la superficie di base della trave; il carico agisce dal basso verso l'alto.

Il calcolo dei momenti massimi applicati alle sezioni di verifica è stato eseguito utilizzando il programma "Trave continua", ver. 7.3 del 07/02/2008. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma "VcaSlu" ver. 7.5 del 16/06/2009; entrambi i programmi sono stati sviluppati 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 fondazione

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 0,35 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione Y'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times (70 \times 180 - 50 \times 30) = 16,65$ daN/cm
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,35 \times 180 = 63,00$ daN/cm

Direzione X'

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 840 \times (70 \times 130 + 40 \times 50) / 180 = 77,70$ daN/cm
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno:
 $q = 0,35 \times 840 = 294,00$ daN/cm

Direzione Y'

Titolo : Interruttore 150 kV - Verifica in direzione Y'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 4

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°
1	1.35	4635	0	1
2	2.2	4635	0	1
3	2.2	4635	0	1
4	2.65	4635	0	1

App.	Largh.
1	1.8
2	1.8
3	1.8
4	1.8
5	1.8

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 5,000

Scale fisse Taglio 1: 5,000

Freccia 1: 1E-09

N. Punti Plottaggio: 100

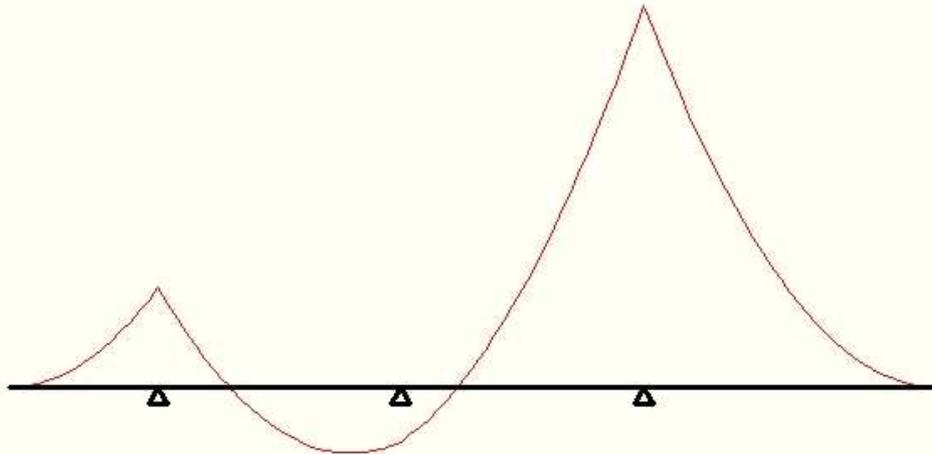
Visualizza Stampa

Calcolo

Resultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min	Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1	0		0		2.12E-11	2.12E-11	1		0	0	0
m	0	0	0	0			2	-6,257	8,073	14,330	14,330
2	-4,224		-4,224				3	-2,124	-3,354	-1,230	-1,230
m	2,804	1,777	2,804	1,777	8.97E-12	-1.72E-14	4	-13,551	12,283	25,834	25,834
3	2,320		2,320				5	0.00221		0	0
m	2,320	0	2,320	0	-3.00E-11	-3.00E-11					
4	-16,275		-16,275								
m	-5.269E-10	2.65	-5.269E-10	2.65							

File : Trave_3_appoggi_con_sbalzi - Interruttore 150 kV - Verifica in direzione Y'
Scala momenti 1:5000 - Sollecitazioni SLU



M min	0		-4,224		2,320		-16,275		-5.269E-10
M max		0		2,804		2,320		-5.269E-10	0
R max	0		14,330		-1,230		25,834		0
R min	0		14,330		-1,230		25,834		0

I momenti massimi risultano essere:

M (-) = -16275 daN·m per verifica armatura inferiore

M (+) = 2804 daN·m per verifica armatura superiore

Direzione X'

Titolo : Interruttore 150 kV - Verifica in direzione X'

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : **Appoggi** **Sezioni**

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°	App.	Largh.
1	1.8	21630	0	1	1	8.4
					2	8.4

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata Momento 1: 10,000

Scale fisse Taglio 1: Freccia 1: 0.005

N. Punti Plottaggio:

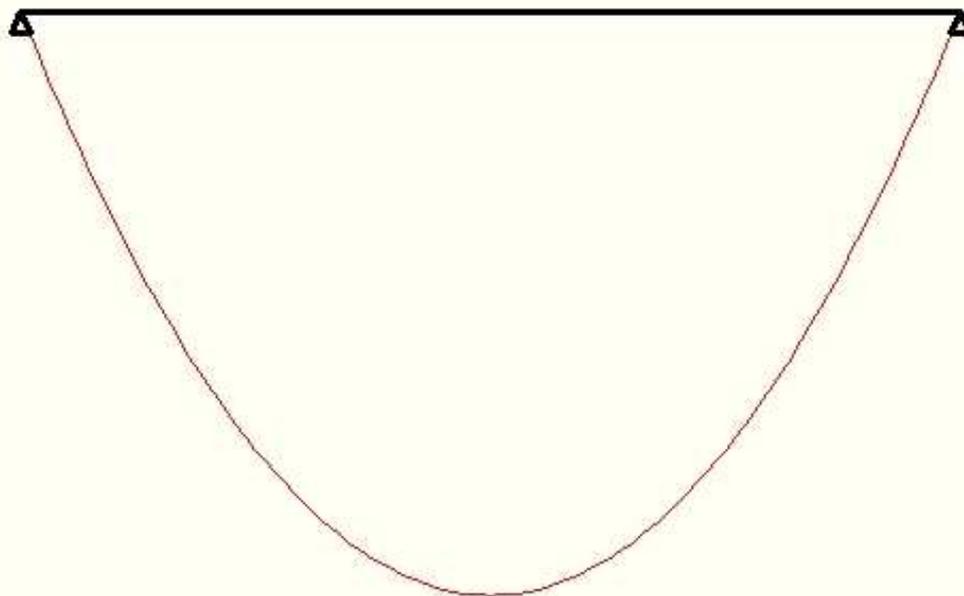
Visualizza Stampa

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	8,760	0.9	8,760	0.9	6.16E-04	6.16E-04
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		19,467	19,467	19,467
2	-19,467	8,073	19,467	19,467

File : Trave_2_appoggi - Interruttore 150 kV - Verifica in direzione X'
Scala momenti 1:10000 - Sollecitazioni SLU

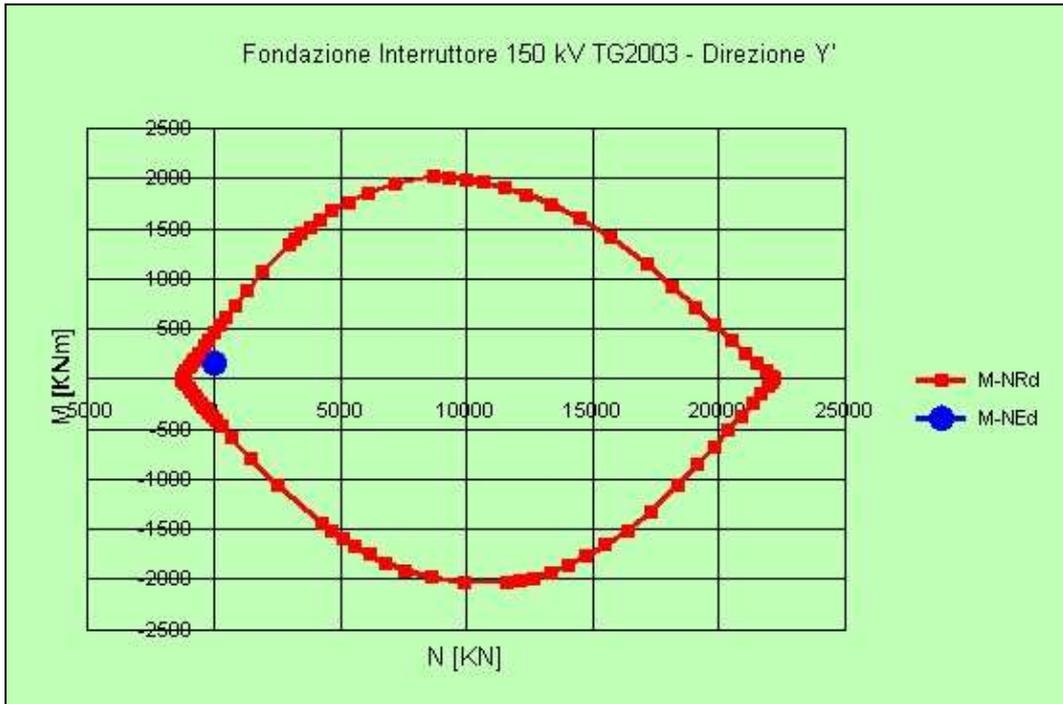


M min	0		0
M max		8,760	
R max	19,467		19,467
R min	19,467		19,467

Il momento massimo risulta essere:

$$M (+) = 8\,760 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Per la verifica in direzione Y' si considera una sezione con le seguenti caratteristiche (sezione tipo):



Verifica armatura superiore

Titolo: Fondazione Interruttore 150 kV TG2003 - Direzione Y'

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 22 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1.54	4.7	4.7
2	180	0	2	1.54	23.65	4.7
3	180	70	3	1.54	42.61	4.7
4	115	70	4	1.54	61.57	4.7
5	115	40	5	1.54	80.52	4.7
6	65	40	6	1.54	99.48	4.7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 28.04 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -397.2 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 58.43 ‰
d 65.3 cm
x 3.691 x/d 0.05652
δ 0.7

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 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

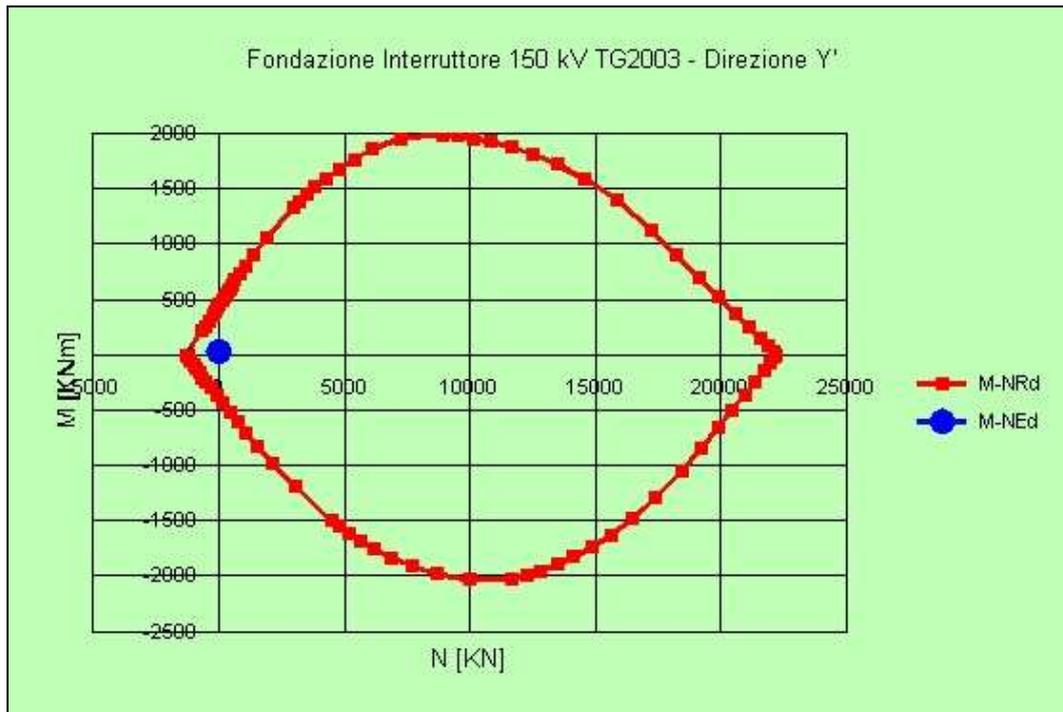
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...
File
0,8.81 0,8.81

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
 Precompresso



Per la verifica in direzione X' si considera una sezione con le seguenti caratteristiche (sezione centrale della fondazione):

- Sezione: 840 x 40 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 43 \varnothing 10
- Armatura inferiore: 43 \varnothing 10

Titolo : Fondazione Interruttore 150 kV TG2003 - Direzione X'

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	840	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	33.77	4.5
2	33.77	35.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

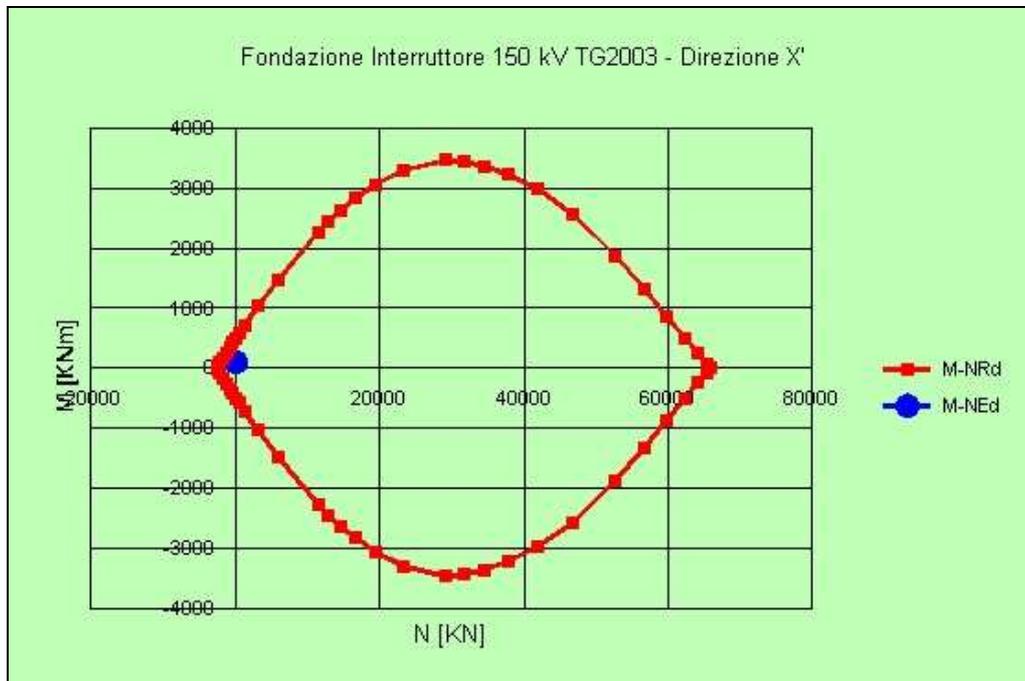
M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

Sezione C...
File
018.81 N -18.81

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

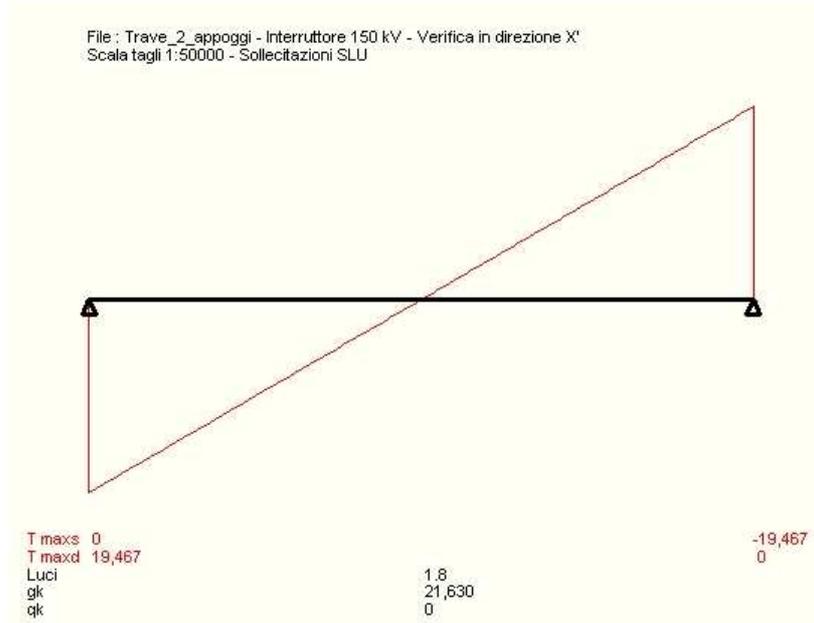
N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso



Essendo i momenti sollecitanti, M_{xSd}, inferiori ai momenti resistenti, M_{xRd}, le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

7.5.2 Verifica a taglio della fondazione

Direzione X'

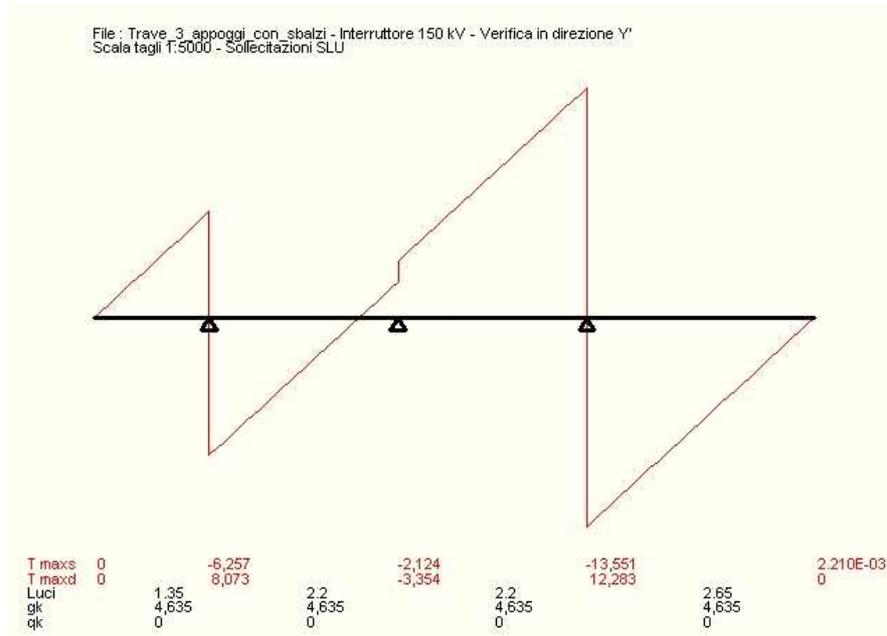


Il valore massimo del taglio è pari a 19467 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 164290$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 19467$ daN

Direzione Y'



Il valore massimo del taglio è pari a 13551 daN.

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

- Resistenza a taglio su sezione normale $V_{Rd} = 43765$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale $V_{Ed} = 13551$ daN

Essendo in entrambi i casi $V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica 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).

È stato verificato che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera. Tra i casi considerati con terreno saturo e terreno non saturo, il cedimento maggiore si osserva nel caso di terreno non saturo, quindi i calcoli in calce riportati si riferiscono alla condizione di falda al di sotto del piano campagna.

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

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.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,68$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 4,67$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 14,41$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 14,41 \cdot 1,80 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,68 = 0,0198 \text{ m} = 1,98 \text{ cm}$$

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 (preso pari a 4,85, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse Y': $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{15,54}{1,80 \cdot 8,40^2} \cdot 4,85 = 0,0003$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,23$ cm

Rotazione attorno all'asse X': $\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{50,27}{8,40 \cdot 1,80^2} \cdot 4,85 = 0,0041$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,73$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 3,04 cm.

Tale valore è il cedimento massimo ipotizzabile con il peggior tipo di terreno per cui risulta verificata la fondazione. Di conseguenza la fondazione risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

9 CONCLUSIONI

La fondazione TG2003 risulta adeguata ad essere impiegata, nelle condizioni specificate nel par. 2.4 e nell'Appendice 1 del presente rapporto, per i tipi di terreno con tensione di rottura indicati nel Par. 2.3.

10 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Crompton Greaves LTD., General arrangement for 170 kV.SPR GCB, DRG. NO. 3 94 4551, 26/02/04 e successivo e-mail di TERNA con descrizione più dettagliata della distribuzione delle masse inviato in data 11/03/2009.
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 132-150 kV. Fondazione per interruttore tripolare TG2003, identificativo doc. Terna D C DS3000 U ST 00041, Rev. 03, luglio 2010.
- [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] 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.
- [8] Documento TERNA: "Calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture – Prospetto riassuntivo" inviato via mail in data 11/04/2008.
- [9] CEI EN 50341-1 Linee elettriche aeree a tensione alternata maggiore di 45 kV. Parte 1: Prescrizioni generali – Specifiche comuni, Edizione VI, luglio 2005.
- [10] 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

La fondazione è adeguata:

- vento generante una pressione inferiore o uguale a quella ricavabile con i seguenti parametri:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione III per terreno saturo e I per terreno non saturo
 - $v_b = 48$ 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 dell'elemento di interfaccia: per il singolo polo dell'interruttore) ≤ 786 kg m
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq$ di 40 kA
- terreno con tensione di rottura non inferiore a $2,4$ daN/cm², peso di volume non inferiore a 1800 daN/m³, peso di volume immerso non inferiore a 900 daN/m³, angolo d'attrito minimo di 14° , in corrispondenza a coesione pari a $0,251$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (**terreno saturo**) con vento in classe di esposizione III
- livello di falda al di sotto del piano di fondazione (**terreno non saturo**) con vento in classe di esposizione I
- 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



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



Data:	30/07/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Giulia Bergamo
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
	03	30/07/2010	Estensione verifiche su fondazione per tutti i livelli sismici			
02	29/04/2010	Aggiornamento				
01	10/12/2008	Revisione generale a seguito commenti e precisazioni Terna				
00	27/06/2008	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo	

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00047	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00045 rev. 03 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00047 rev. 03 FONDAZIONE PER SEZIONATORI VERTICALI TG2022 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA MEDIA E ALTA SISMICITÀ	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00047_03	---	A4	---	01/32

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. È 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 TERNA S.p.A. Roma

Oggetto PARTE A) OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO DELLE FONDAZIONI UNIFICATE PER APPARECCHIATURE DI SOTTOSTAZIONE
PARTE B) SVILUPPO DI UNA NUOVA SOLUZIONE FONDALE PER APPARECCHIATURE DI STAZIONE
Progettazione di una taglia di fondazioni per la serie 150 kV "a bassa sismicità"
Calcolo di verifica della fondazione per sezionatori verticali TG2022 adatta a tutti i livelli sismici.

Ordine Contratto 3000034279 *Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2010* - Scheda SRI88 Rev. 00 AVELLINO4

Note Rev. 03 - AT10SRC005 - Lettera di trasmissione B0021494
Il rapporto B0021609 sostituisce ed annulla il rapporto B0011891

PUBBLICATO B0021609 (PAD - 1366150)

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

N. pagine 31 **N. pagine fuori testo** 0

Data 30 luglio 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

B0021609 114975 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0021609 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0021609 777241 APP



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	12
5.1	Stati limite ultimi.....	12
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	13
5.1.3	Combinazioni sismiche	14
5.2	Stati limite di esercizio	14
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.....	19
7.3	Verifica della capacità portante.....	19
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	20
7.5	Verifica strutturale.....	20
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	21
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	26
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	26
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	28
9	CONCLUSIONI	29
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	29
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	30

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/06/2008	A8018245	Prima emissione
01	10/12/2008	A8036246	Revisione generale a seguito commenti e precisazioni Terna
02	29/04/2010	B0011891	Aggiornamento
03	30/07/2010	B0021609	Estensione verifiche su fondazione per tutti i livelli sismici

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione TG2022 per sezionatori verticali della sezione 132 – 150 kV.

Per la taglia in studio la tipologia di isolatori utilizzati come colonnino portante è identificata dalla sigla J03/2, mentre il colonnino di manovra è identificato con la sigla J03/1. Per la schematizzazione della struttura all'apparecchiatura sono state assegnate le seguenti masse con i rispettivi baricentri:

ID	Altezza [mm]	Quota baricentro riferita alla flangia di interfaccia con la carpenteria di sostegno [mm]	Peso totale [kg]	Provenienza dati
Parte ceramica colonnini portante e di manovra	1500	750 ¹	175	Mail TERNA inviati in data 10-11/06/2008 con dati sulle apparecchiature e sui colonnini
Piastre alla base dei colonnini carpenteria varia		100	50	Disegno n. 32-5184-00 Sezionatore a pantografo 145 kV P RF2-145-KKL – Ruhrtal Hochspannungsgeräte GmbH & Co. OHG
Piastre in testa ai colonnini carpenteria varia		1600	76	
Pantografo		2755	50	
Assieme polo sezionatore con pantografo alzato	4055	1127 ²	351	

Il valore del momento statico alla base del sezionatore verticale è quindi pari a 397 kgm.

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.

¹ Conservativamente, si è valutata la quota baricentro a metà altezza della parte ceramica.

² La quota del baricentro è stata calcolata sommando i prodotti dei pesi delle varie parti descritte con il loro baricentro e dividendo il tutto per il peso totale.

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 2 06-1)
- 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 sezionatore verticale è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Essa è costituita da una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati tre batoli che costituiscono i plinti di appoggio delle carpenterie del sezionatore.

La piastra, a differenza dei batoli, è posizionata a 45° rispetto alla direzione longitudinale della linea. Essa ha dimensioni di 7,40 × 1,20 × 0,3 m; i batoli hanno dimensioni 0,6 × 0,8 × 0,5 m, sporgono dal terreno per 0,1 m, e sono provvisti di quattro tirafondi Ø 20 mm disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo centrale è posizionato sulla mezzeria della piastra, mentre i due laterali hanno il loro centro geometrico posizionato a 3111 mm rispetto alla mezzeria della piastra. Gli assi principali dei batoli sono inclinati di 45° rispetto a quelli della piastra di base.

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 $\sigma_{\text{rott}} / R_{i,} = 2,4 / R_i \text{ daN/cm}^2$.

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 batolo centrale	Ferri verticali batoli laterali
3,384	8460	38Ø12	5Ø12	9Ø10	8Ø10

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 con vento in categoria di esposizione III e al di sotto del piano di fondazione con vento in categoria di esposizione I.

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:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi' / 2) \quad \phi' = \text{angolo d'attrito}$$

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad B' = \text{larghezza efficace della fondazione}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B' / L') \quad L' = \text{lunghezza efficace della fondazione}$$

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

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

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m \quad H = \text{carico orizzontale sulla fondazione}$$

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

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \theta = \text{angolo di applicazione di H rispetto alla direzione di L'}$$

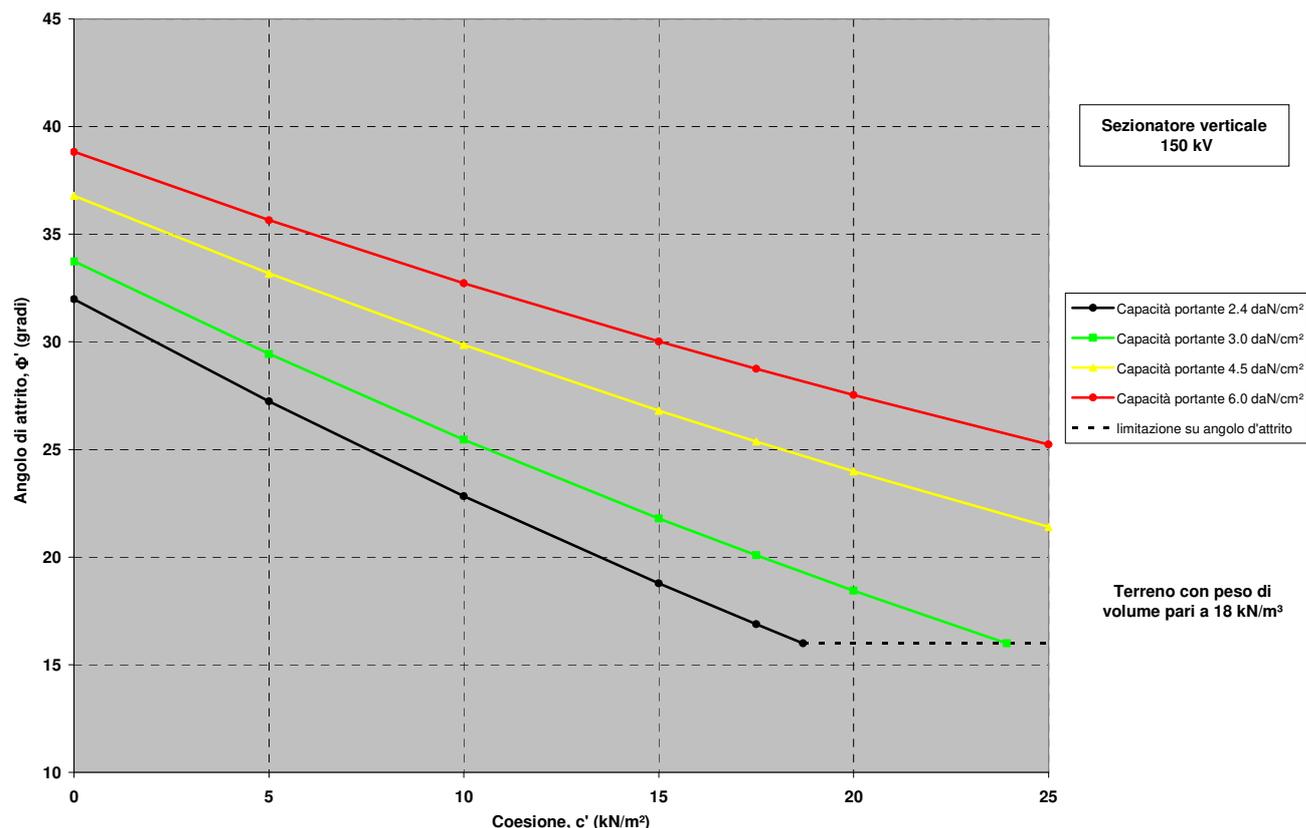
$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione}$$

ottenendo le seguenti curve.



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

Il valore d'angolo d'attrito minimo del terreno sul quale la fondazione è utilizzabile è pari a 16°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,187 daN/cm².

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 le apparecchiature analizzate 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: 640 N;
- Tiro composto: 1080 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 in caso di terreno saturo (falda al piano campagna) e categoria di esposizione I in casi di terreno non saturo (falda al di sotto del piano di fondazione);
- 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

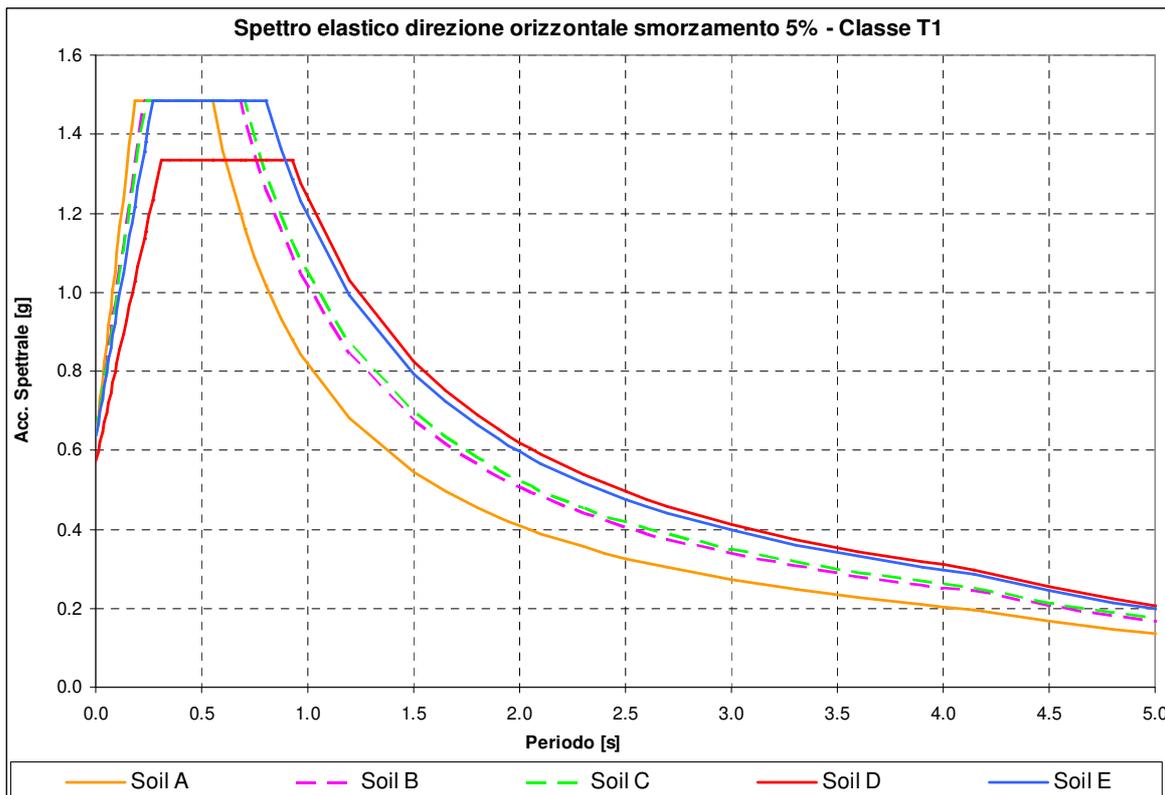
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

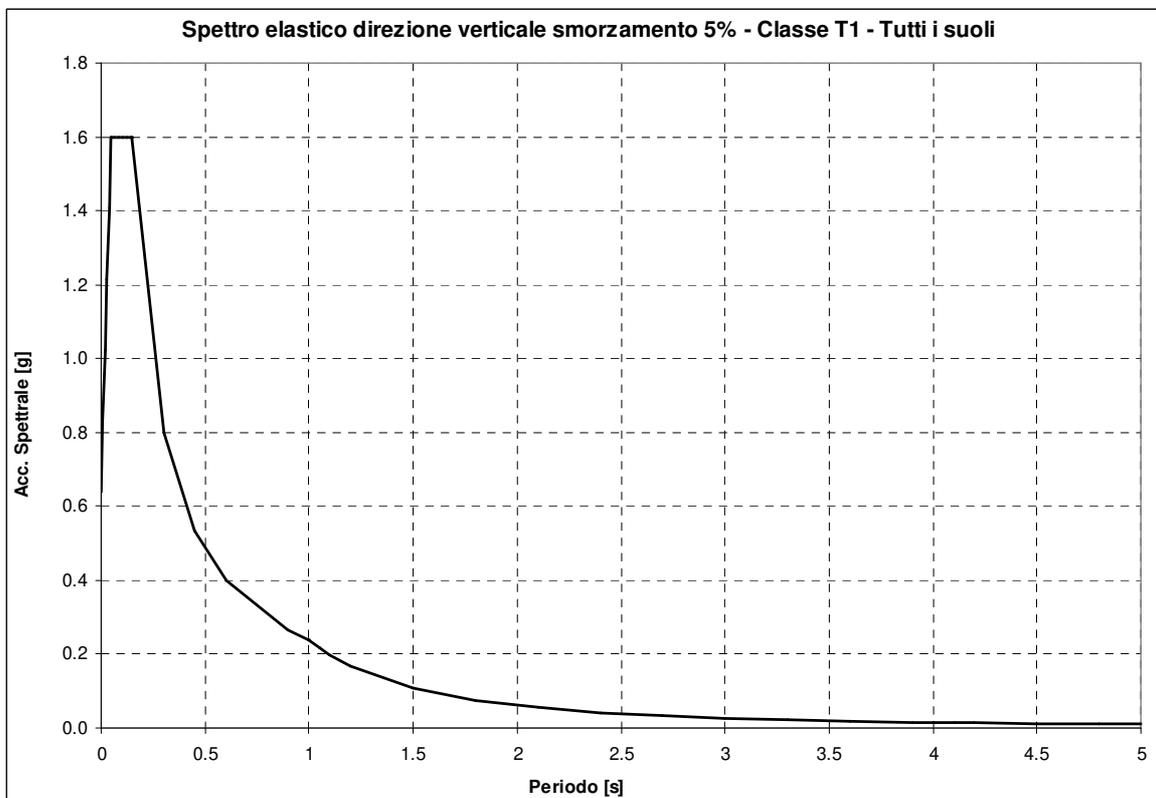
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475³ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella 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

³ 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, $q = 2$

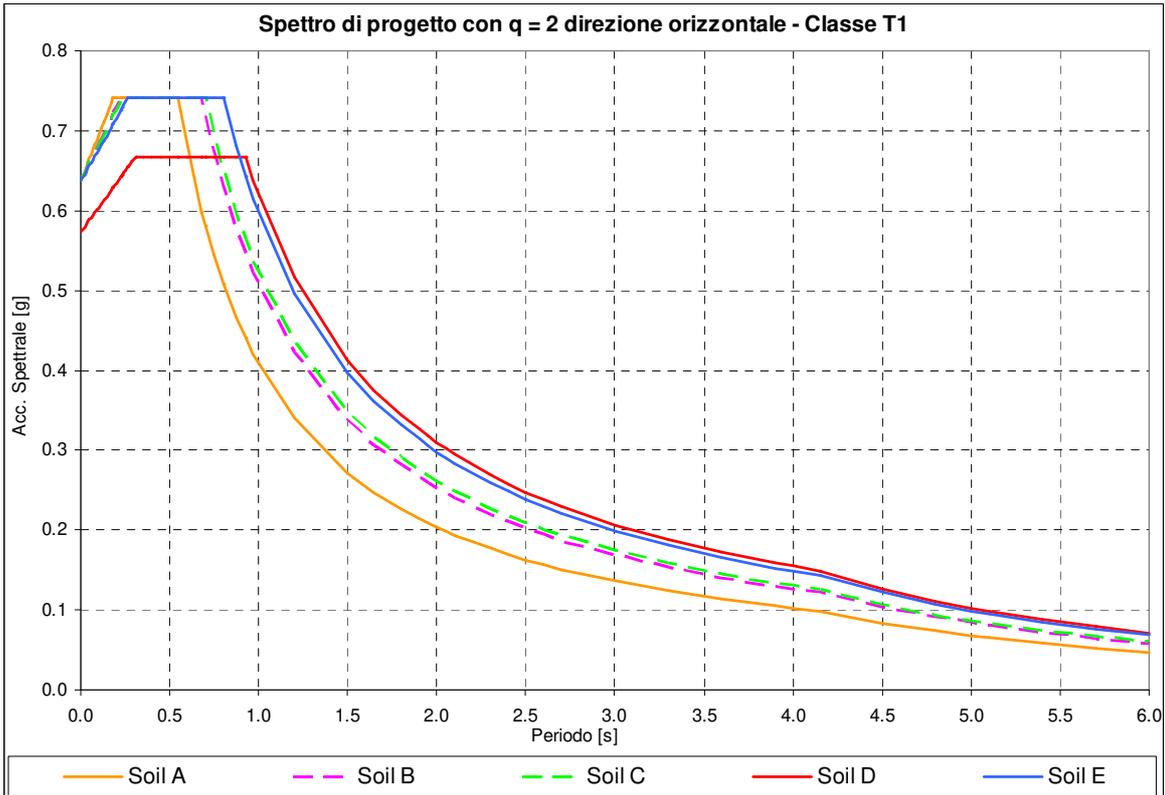
Componente verticale

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

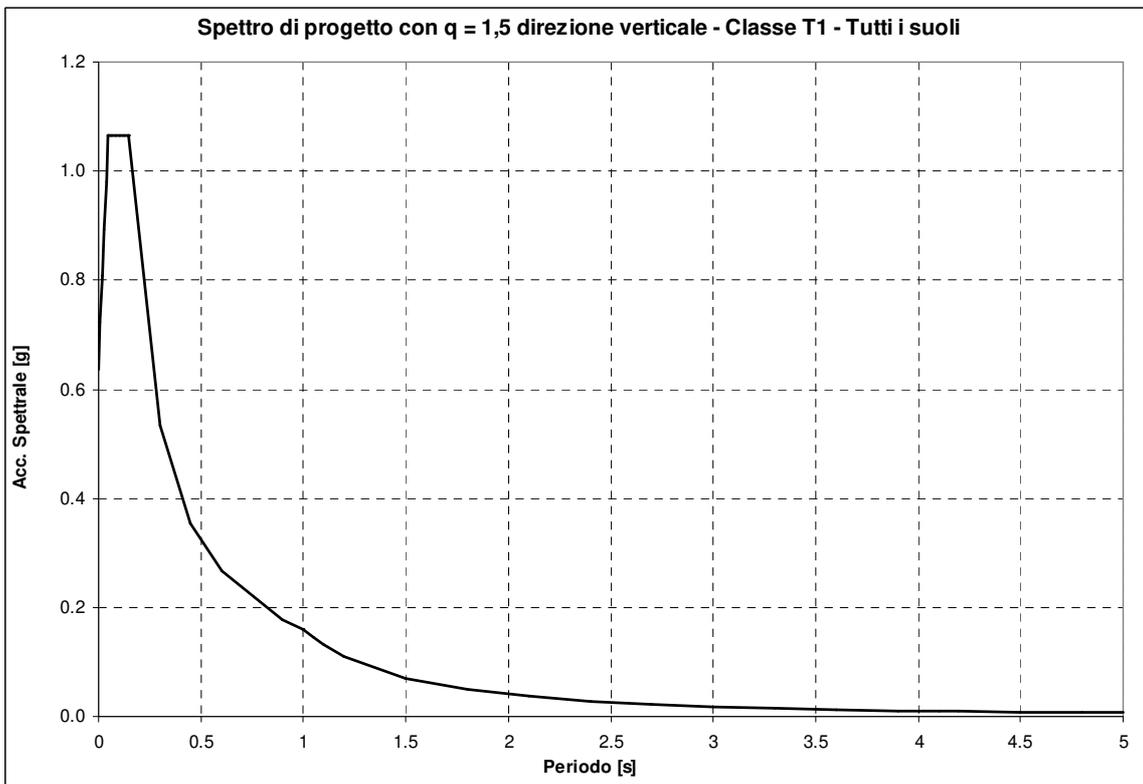
3.6.3.1 Componenti orizzontali

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 sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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]		Drop [N]	
	X	Y (direzione di linea)		Z	Y
Sezionatore verticale	5320	6970		3810	9340

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 sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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 dell'apparecchiatura 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

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 ritiene sufficiente verificare a flessione retta la fondazione lungo i due lati, considerandola come una trave continua su tre appoggi (in corrispondenza dell'applicazione delle sollecitazioni provenienti dalla struttura sovrastante), con due mensole laterali, lungo il lato lungo e come una trave su due appoggi di estremità lungo il lato corto; i momenti flettenti massimi sono stati calcolati assumendo che la forza di reazione dovuta alla pressione massima del terreno, diminuita del peso della fondazione e del peso del terreno, sia uniformemente distribuita sull'area della fondazione stessa.

Si verifica a presso-flessione deviata la sezione d'incastro del batolo meno armato, mentre 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 alle combinazioni ed alle configurazioni sotto indicate, in funzione del tipo di verifica considerato.

Le tabelle che seguono riportano, 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 di ogni batolo.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [N·m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N·m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1468	481	440	144	-440
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	440	144	1468	481	-440
	Minima azione assiale	Sismica	440	144	440	144	-206

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [N·m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N·m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	1441	630	608	288	-487
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1035	438	1013	480	-487
	Minima azione assiale	EQU	1035	438	608	288	-487

Come già indicato, detti Tx e Ty i tagli ed Mx, My i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $MX = Mx + Ty \times H$
- $MY = My + Tx \times H$

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.

- $TX = Tx$
- $TY = Ty$
- $NZ = Nz + P$

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 Mx [N·m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N·m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	309	715	-1118	1327	-7314
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	1452	-715	3242	1327	-7314
	Minima azione assiale	Sismica	446	0	490	613	-3308

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [N·m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N·m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Sezionatore verticale	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	3765	725	-209	1947	-8127
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	4417	-89	1510	1947	-8127
	Minima azione assiale	EQU	3231	318	325	1540	-8127

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti della fondazione in condizione di terreno saturo e non saturo, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Terreno saturo (falda al piano campagna)

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	16.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.279
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.187
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' [cm]	120
Lato piastra in direzione Y' [cm]	740
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	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

Terreno non saturo (falda al di sotto del piano di fondazione)

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	13.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.227
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.214
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0

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]	2500

Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X' [cm]	120
Lato piastra in direzione Y' [cm]	740
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e_{BY} [cm]	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. Tutte le verifiche riportate si riferiscono alla condizione di terreno saturo.

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 obbligata.

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	309	1452	446
M stab X' [daNm]	27060	27060	12238
μ rib X' [-]	87.67	18.64	27.43
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]	1118	3242	490
M stab Y' [daNm]	4388	4388	1985
μ rib Y' [-]	3.92	1.35	4.05
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	3765	4417	3231
M stab X' [daNm]	30071	30071	30071
μ rib X' [-]	7.99	6.81	9.31
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]	209	1510	325
M stab Y' [daNm]	4876	4876	4876
μ rib Y' [-]	23.33	3.23	15.01
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. Tutte le verifiche riportate si riferiscono alla condizione di terreno saturo.

Combinazione Sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.04	0.20	0.13
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.15	0.44	0.15
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.006	0.027	0.018
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.127	0.369	0.123
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	88800		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	1.799	5.562	1.850
Tensione terreno, σ , [daN/cm ²]	0.15	0.46	0.07
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_1$	16.20	5.24	34.83
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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]	0.46	0.54	0.40
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.03	0.19	0.04
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.063	0.073	0.054
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.021	0.155	0.033
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	88800		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	1.504	2.399	1.522
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.14	0.22	0.14
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	17.43	10.93	17.23
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. Tutte le verifiche riportate si riferiscono alla condizione di terreno saturo.

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 obbligata.

Combinazione Sismica

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]	2662	2662	1204
μ sic X' [-]	2.01	2.01	1.97
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	2662	2662	1204
μ sic Y' [-]	3.72	3.72	--
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	--

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]	2330	2330	2330
μ sic X' [-]	1.20	1.20	1.51
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	2330	2330	2330
μ sic Y' [-]	3.21	26.18	7.32
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

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

7.5 Verifica strutturale

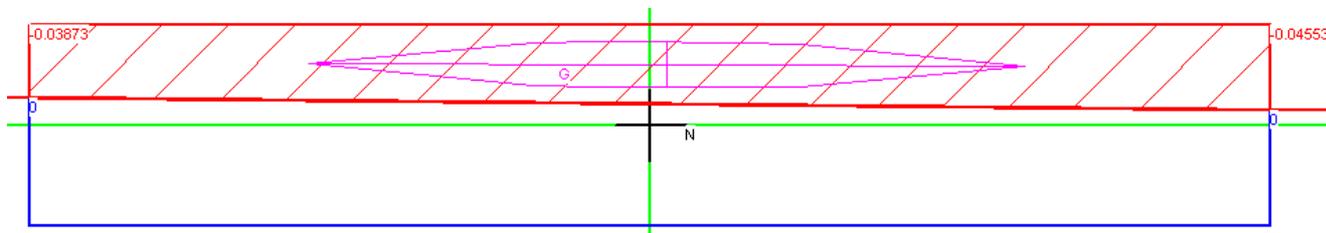
Gli schemi strutturali adottati per la verifica della fondazione sono quelli di:

- trave semplicemente appoggiata di luce 1,20 m (direzione X), larghezza 7,40 m (direzione Y) e spessore 0,30 m.
- trave continua su tre appoggi (direzione Y) con due luci di lunghezza 3,10 m e due mensole laterali di lunghezza 0,60 m (lunghezza complessiva 7,40 m), larghezza 1,20 m (direzione X) e spessore 0,30 m.

La trave si considera uniformemente caricata nel modo seguente:

- dal peso della piastra di fondazione stessa; il carico agisce dall'alto verso il basso;

- 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;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione massima, agente su tutta la superficie di base della trave, calcolata in base al diagramma effettivo delle tensioni visualizzato nella figura che segue; il carico agisce dal basso verso l'alto.



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.

Il calcolo dei momenti massimi applicati alla sezione di verifica su tre appoggi è stato eseguito utilizzando il programma "Trave continua", ver. 7.4 del 11/10/2009. La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando il programma VcaSlu ver. 7.5 del 16/06/2009, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

Tutte le valutazioni sono state eseguite per la fondazione in presenza d'acqua al piano campagna, in quanto presenta i valori di taglio e momento più sollecitanti.

7.5.1 Verifica flessionale della piastra di base

La tensione media trasmessa al terreno, calcolata come indicato in precedenza, è pari a 0,276 daN/cm².

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 740 = 26,64 \text{ daN/cm};$
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 740 = 33,30 \text{ daN/cm};$
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,179 \times 740 = 132,77 \text{ daN/cm}.$

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 900 \times 10^{-6} \times 40 \times 120 = 4,32 \text{ daN/cm};$
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 1500 \times 10^{-6} \times 30 \times 120 = 5,40 \text{ daN/cm};$
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,179 \times 120 = 21,53 \text{ daN/cm}.$

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(132,77 - 26,64 - 33,30) / 100 \times 120^2 / 8 = 1311 \text{ daN}\cdot\text{m}.$
- in direzione Y (calcolato con "Trave continua"):
M (-) = - 1312 daN·m per verifica armatura inferiore
M (+) = 7,1 daN·m per verifica armatura superiore

Titolo : Sezionatore verticale 150 kV - Direzione Y

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 4

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.6	1181	0	1
2	3.1	1181	0	1
3	3.1	1181	0	1
4	0.6	1181	0	1

App.	Largh.
1	1.2
2	1.2
3	1.2
4	1.2
5	1.2

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-9.66E-04	-9.66E-04
m	0	0	0	0		
2	-212.6		-212.6			
m	709.5	1.255	709.5	1.255	1.56E-03	1.56E-03
3	-1.312		-1.312			
m	709.5	1.845	709.5	1.845	1.56E-03	-5.17E-26
4	-212.6		-212.6			
m	8.392E-11	0.6	8.392E-11	0.6		

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-708.6	1.476	2.184	2.184
3	-2.185	2.185	4.371	4.371
4	-1.476	708.6	2.184	2.184
5	0.000140		0	0

Si considerano due sezioni con le seguenti caratteristiche:

in direzione X

- Sezione: 740 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 38 Ø12;
- Armatura inferiore: 38 Ø12;

in direzione Y

- Sezione: 120 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 4 Ø12
- Armatura inferiore: 4 Ø12;

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

in direzione X

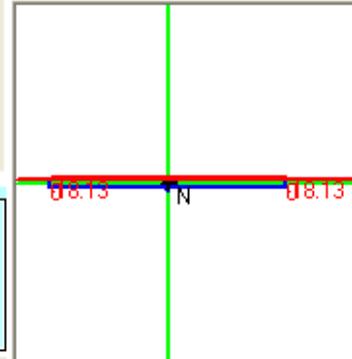
Titolo : Sezionatore verticale 150 kV - Direzione X

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	740	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	42.98	4.6
2	42.98	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

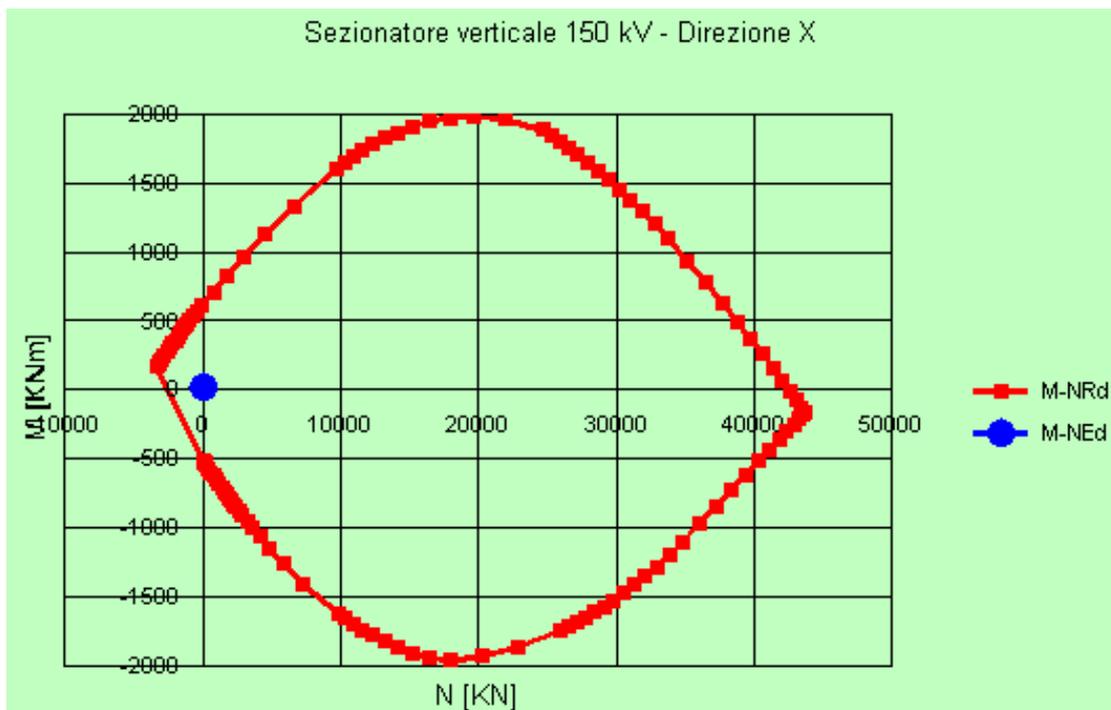
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 37.68 %
 d 35.4 cm
 x 3.008 x/d 0.08498
 δ 0.7



in direzione Y
Verifica armatura inferiore

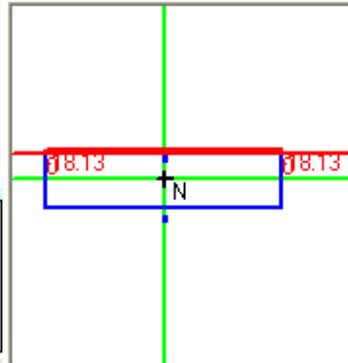
Titolo : Sezionatore verticale 150 kV - Direzione Y

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.6
2	5.65	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

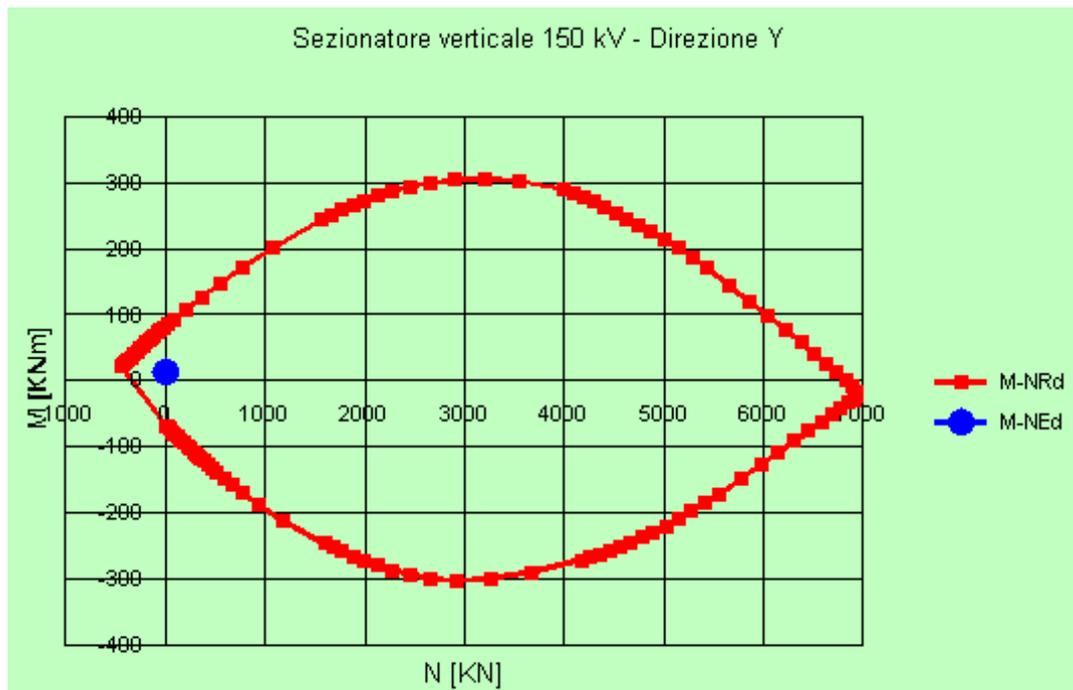
Precompresso

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}	18.13
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} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Verifica armatura superiore

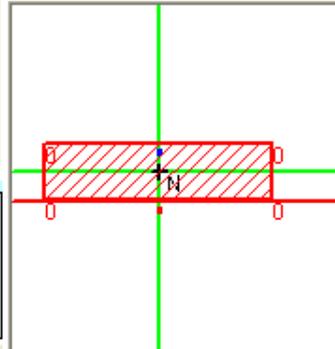
Titolo : Sezionatore verticale 150 kV - Direzione Y

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.6
2	5.65	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

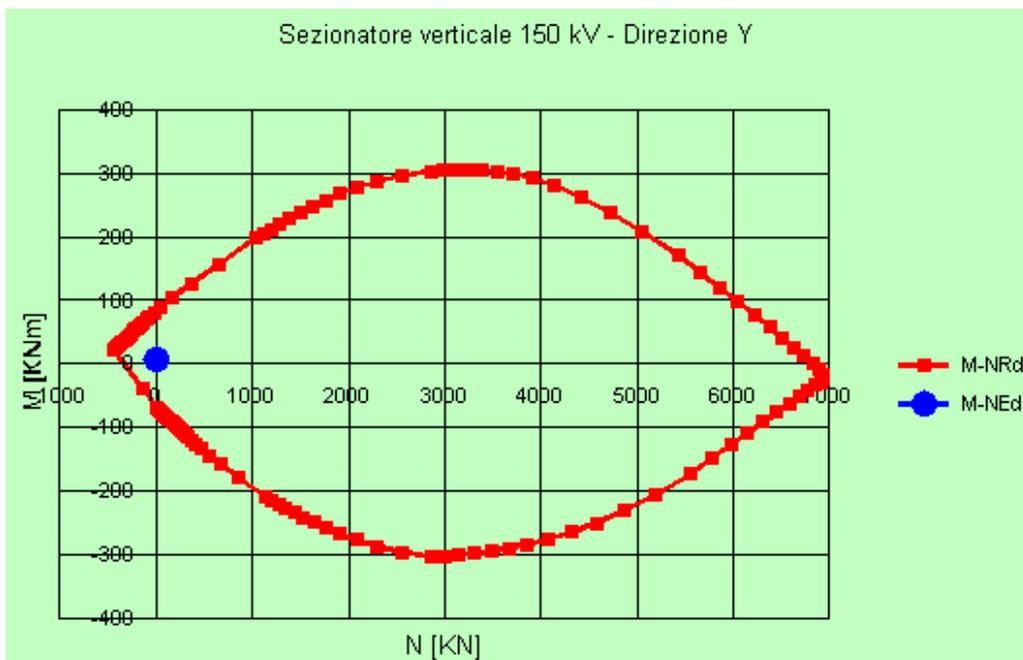
Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

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: $(132,77 - 26,64 - 33,30) / 100 \times 120 / 2 = 4370$ daN.
- in direzione Y: (vedi foglio di “Trave continua”) = 2185 daN;

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 31632$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 4370$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 50225$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 2185$ 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 meno armato avente una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: 80 x 60 cm;
- Copriferro: 4 cm
- I livello armatura: 3 $\varnothing 10$
- 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. Si considera il caso di fondazione in terreno saturo che produce le maggiori sollecitazioni.

Nelle figure che seguono è riportata la verifica della sezione.

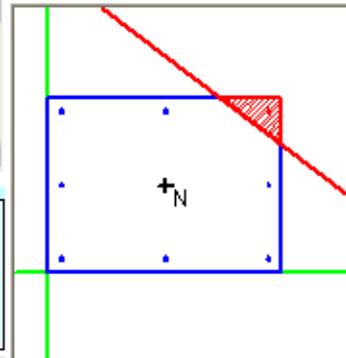
Titolo : Fondazione sezionatore verticale 150 kV

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
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	40	55.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

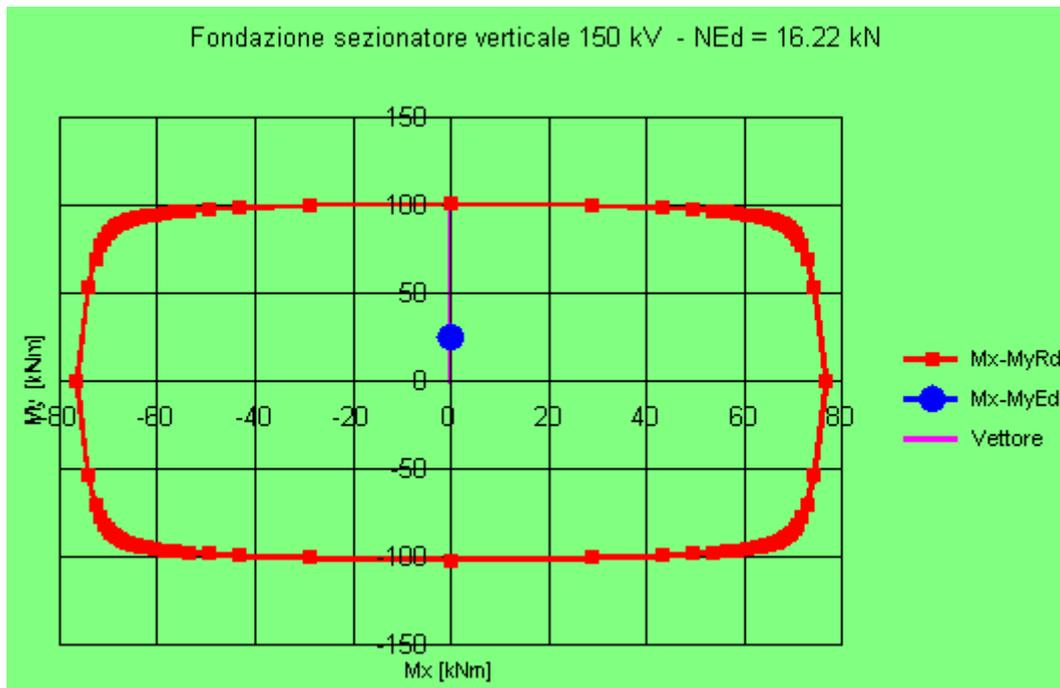
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.29 ‰
 d 89.99 cm
 x 12.71 x/d 0.1412
 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. Si considera il caso di fondazione con livello di falda al di sotto del piano campagna (terreno non saturo), in quanto presenta i cedimenti maggiori.

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 (preso pari a 4,90 Bowles 1982).

Nell'ipotesi di E' = 2 MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,83$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente L/B = 6,17; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), q = 13,44 kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 13,44 \cdot 1,20 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,83 = 0,0135 \text{ m} = 1,35 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{32,42}{1,2^2 \cdot 7,40} \cdot 4,90 = 0,0068$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,81 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{17,17}{7,40^2 \cdot 1,20} \cdot 4,90 = 0,0006$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,43 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,59 cm.

Tale valore è il cedimento massimo ipotizzabile con il peggior tipo di terreno per cui risulta verificata la fondazione. Di conseguenza la fondazione risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

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 sezionatore verticale TG2022 Rev. 01 del luglio 2010; doc. TERNA DC DS3000 U ST 00047.*
- [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 il sezionatore verticale è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da III a V per fondazione in terreno saturo
 - categoria di esposizione da I a V per fondazione in terreno non saturo
 - $v_b = 48$ 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): ≤ 395 kgm
- corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 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 16° , in corrispondenza a coesione pari a $0,187$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (**terreno saturo**) con vento in classe di esposizione III
- livello di falda al di sotto del piano di fondazione (**terreno non saturo**) con vento in classe di esposizione I
- 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



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



Data:	26/07/2010
Progettista:	Fabrizio Gatti
Redatto:	Giulia Bergamo
Verificato:	Fabrizio Gatti
Approvato:	Luigi Ferrari

REVISIONI	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
	00	26/07/2010	Prima emissione	M. Amoretti	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00052	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00050 rev. 00	
---	COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00052 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI TA E TV TG2074/1	
---	PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOLGIO
R C DS3000 U ST 00052_1	---	A4	---	01/39

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. È 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 TERNA S.p.A. Roma

Oggetto PARTE A) OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO DELLE FONDAZIONI UNIFICATE PER APPARECCHIATURE DI SOTTOSTAZIONE
PARTE B) SVILUPPO DI UNA NUOVA SOLUZIONE FONDALE PER APPARECCHIATURE DI STAZIONE
Progettazione di una taglia di fondazioni per la serie 150 kV "a bassa sismicità"
Calcolo di verifica della fondazione per apparecchiature unipolari TA e TV TG2074/1

Ordine Contratto 3000034279 *Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2010* - Scheda SRI88 Rev. 00 AVELLINO4

Note Rev. 00 – AT10SRC005 – Lettera di trasmissione B0021494

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

N. pagine 38 **N. pagine fuori testo** 0

Data 26 luglio 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia

B0021487 114975 A1DT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio

B0021487 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi

B0021487 777241 AFP



Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	4
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	4
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	7
3.1	Individuazione delle azioni	7
3.2	Condizione di carico di linea.....	7
3.3	Montaggio	8
3.4	Condizione di carico da vento	8
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	9
3.6	Condizione di carico sismica.....	9
3.6.1	Spettro di risposta elastico.....	9
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	11
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	11
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	14
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	15
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	15
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	15
4	TIPO DI VERIFICA	15
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	16
5.1	Stati limite ultimi.....	16
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	16
5.1.2	Combinazioni eccezionali	16
5.1.3	Combinazioni sismiche	17
5.2	Stati limite di esercizio	18
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	18
7	CALCOLI DI VERIFICA	18
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	18
7.2	Verifica al ribaltamento.....	24
7.3	Verifica della capacità portante.....	26
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	28
7.5	Verifica strutturale.....	29
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	30
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	33
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	33
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	35
9	CONCLUSIONI	36
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	36
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	37

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	26/07/2010	B0021487	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione avente la nuova taglia inferiore per apparecchiature unipolari TG2074/1 della sezione 132 – 150 kV, del tipo:

- *Trasformatore di tensione (TV);*
- *Trasformatore di corrente (TA).*

Nel dettaglio, le apparecchiature, elencate da Terna, prese in considerazione sono le seguenti:

ID	Altezza [mm]	Quota baricentro riferita alla flangia di interfaccia con la carpenteria di sostegno [mm]	Peso totale [kg]	Provenienza dati
TA - TG 170	2246	1451,25 ¹	590	Mail TERNA con dati ponderali inviato in data 26/05/2008
TVC 170 kV + BOC Tipo C	3870	2065 ²	860	Per BOC Specifica tecnica TERNA P P 00061 B ST 0002 – Rev. 02 del 12/10/05

Il valore del momento statico alla base dell'apparecchiatura TA è quindi pari a 856 kgm.

Il valore del momento statico alla base dell'apparecchiatura TV è quindi pari a 1776 kgm.

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].

¹ La quota del baricentro è stata valutata come $\frac{3}{4}$ del valore B riportato nel disegno citato come provenienza

² La quota del baricentro è stata calcolata sommando il prodotto del baricentro apparecchiatura con il suo peso al prodotto del baricentro BOC con il suo peso e dividendo il tutto per il peso totale.

2 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

2.1 Caratteristiche dei materiali

Il calcestruzzo delle fondazioni è in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 2 06-1)
- 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 $c = 4 \text{ cm}$.

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 $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

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

- Tensione di snervamento $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [3]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

2.2 Caratteristiche geometriche

La fondazione di supporto per apparecchiature unipolari TA e TV 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 trasformatore di corrente (TA) o di un trasformatore di tensione (TV).

La piastra ha dimensioni di $1,24 \times 1,55 \times 0,3 \text{ m}$; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5 \text{ m}$, sporge dal terreno per $0,1 \text{ m}$, ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 20 \text{ mm}$ disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm , per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo è posizionato sulla mezzeria della piastra in direzione ortogonale alla linea, mentre in direzione parallela alla stessa ha un'eccentricità di $17,5 \text{ cm}$.

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 $\sigma_{rott} / R_i = 2,4 / R_i \text{ daN/cm}^2$.

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 batolo
0,817	2042	5 \varnothing 12	6 \varnothing 12	9 \varnothing 10

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 di sotto del piano di fondazione (terreno non saturo).

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'

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

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

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

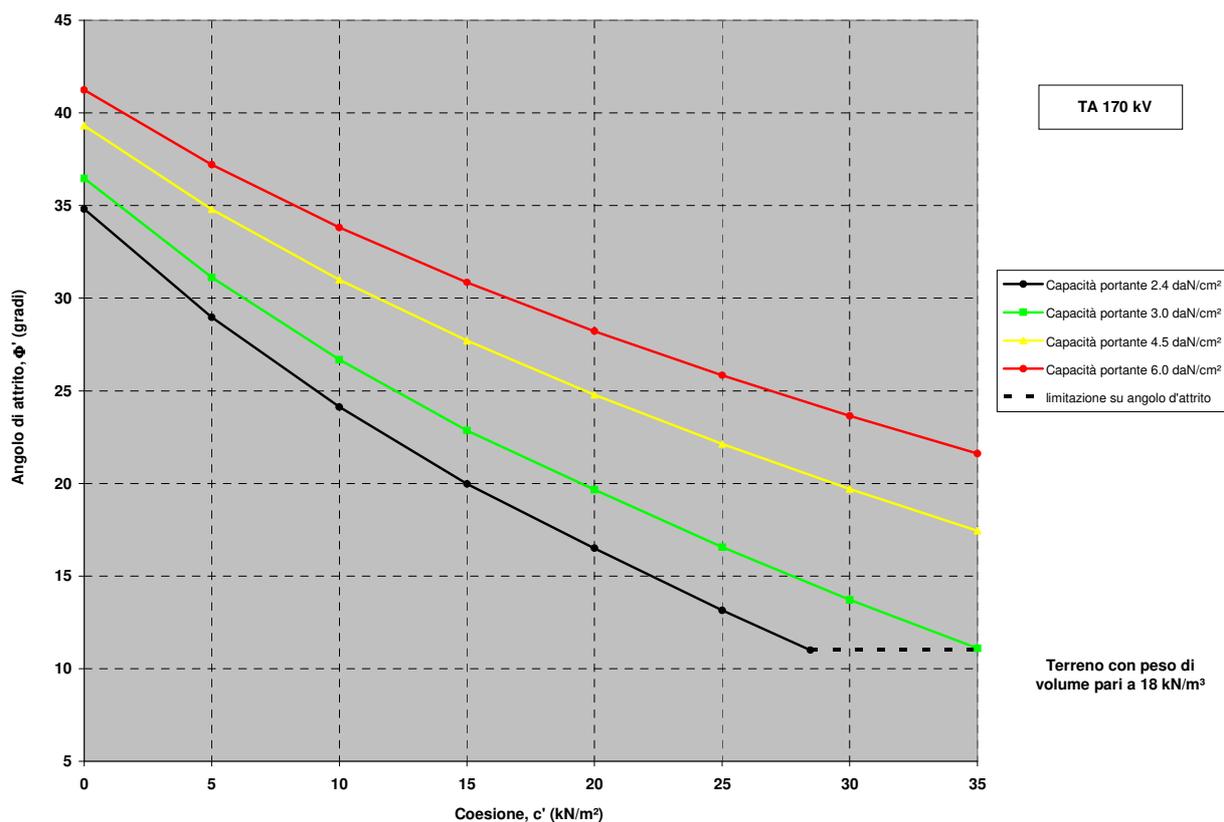
e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

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

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

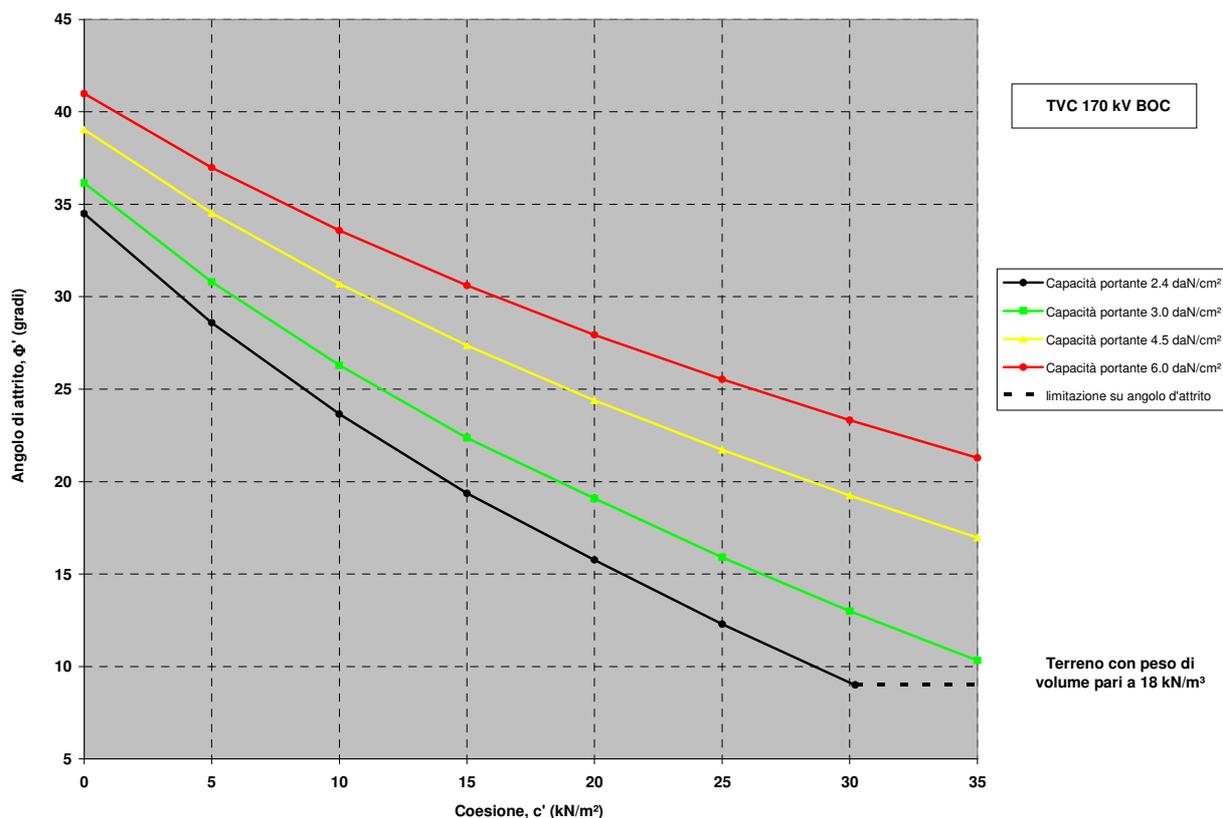
ottenendo le seguenti curve.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA



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 11°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,284 daN/cm².

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV


I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi alla combinazione di carico sismica, 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 9°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,302 daN/cm².

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 le apparecchiature analizzate 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 apposito documento (Rif. [7]), sono riportati nella tabella che segue; per le verifiche dei sostegni e delle fondazioni di ogni apparecchiatura essi sono considerati applicati bilateralmente in direzione della linea.

Apparecchiatura	Tiro semplice	Tiro composto (40 kA)
	[N]	[N]
TV	94	175
TA	401	750

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 I, cioè quella che considera i valori maggiori;
- 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:

- per i trasformatori di corrente (TA): 38,20 m/s;
- per i trasformatori di tensione (TV): 30,25 m/s;

3.5 Perdita di carico per rottura di un conduttore

Per ogni apparecchiatura 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

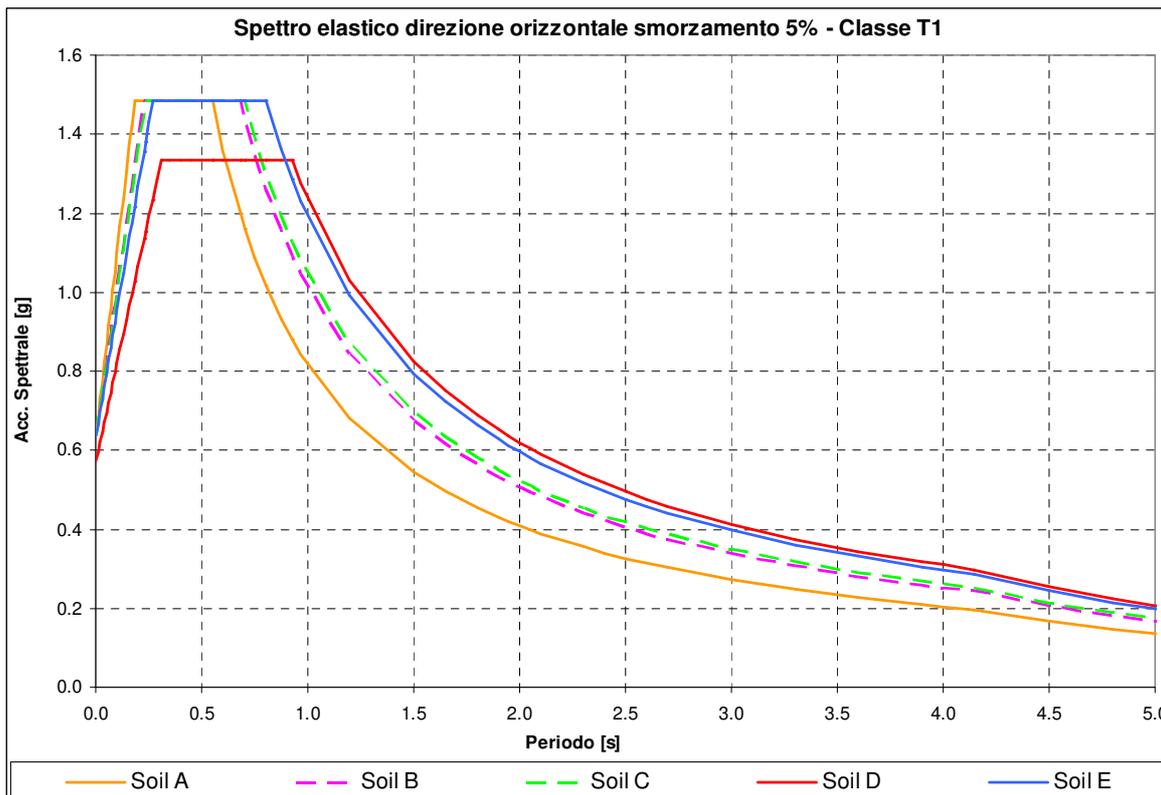
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

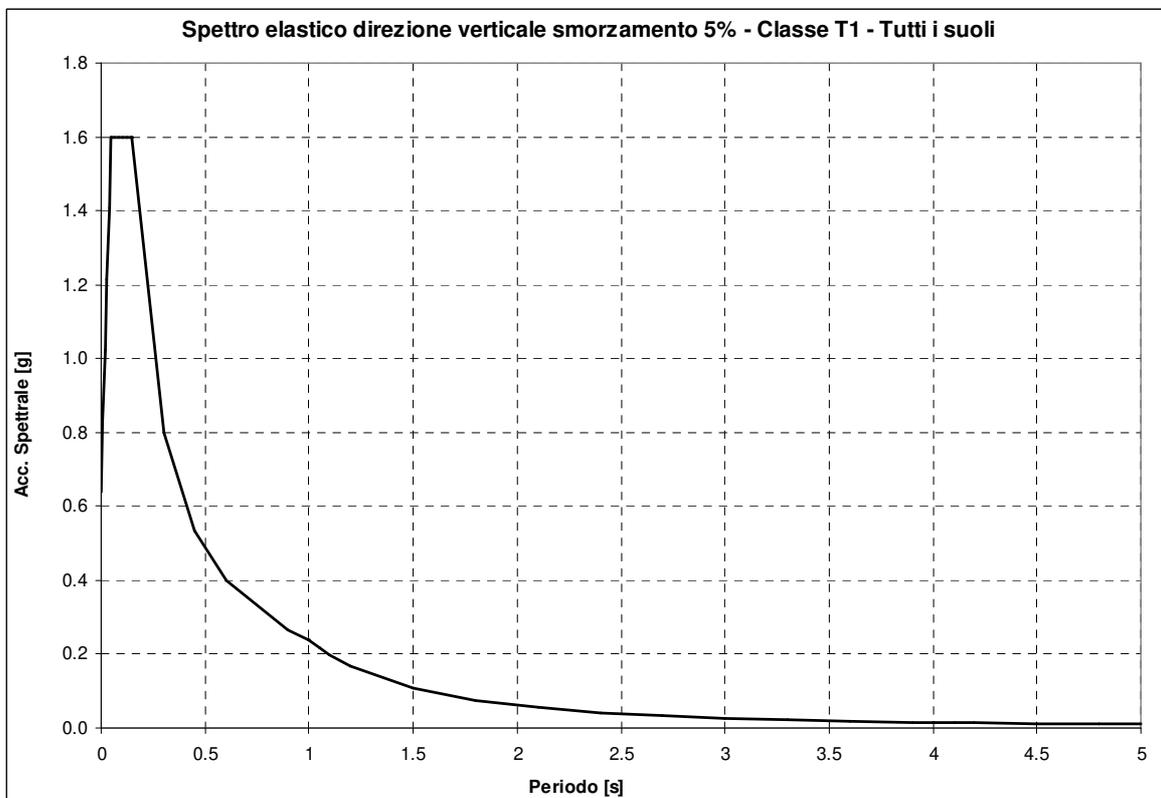
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475³ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella 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

³ 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

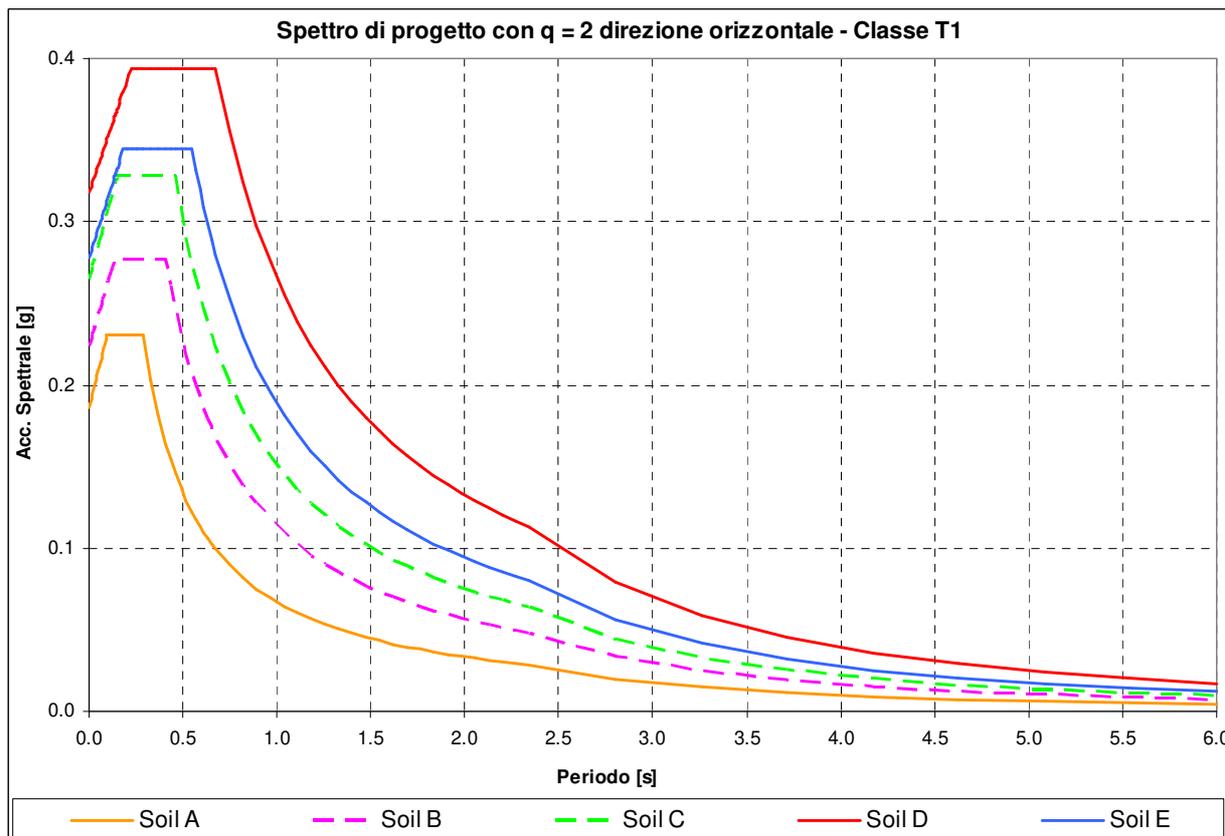
Il fattore di struttura è assunto pari a 1,5 per qualsiasi materiale e tipologia strutturale (vedasi par. 7.3.1 di [3]).

3.6.3 Spettri impiegati nella verifica

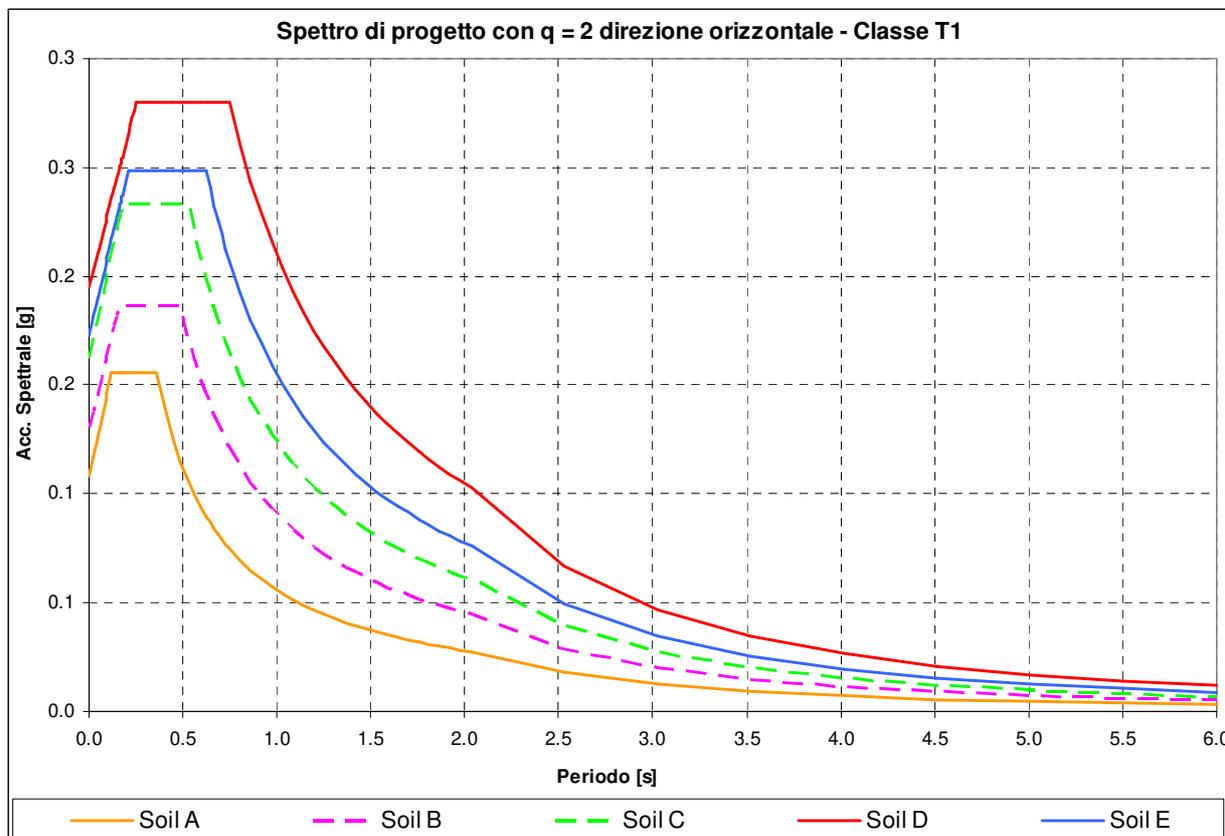
3.6.3.1 Componenti orizzontali

Il diagramma che segue riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 1,861 g/10 per il TA e a_g pari a 1,083 g/10 per il TV. In entrambi gli spettri è stato applicato un fattore di struttura pari a 2 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).

TA



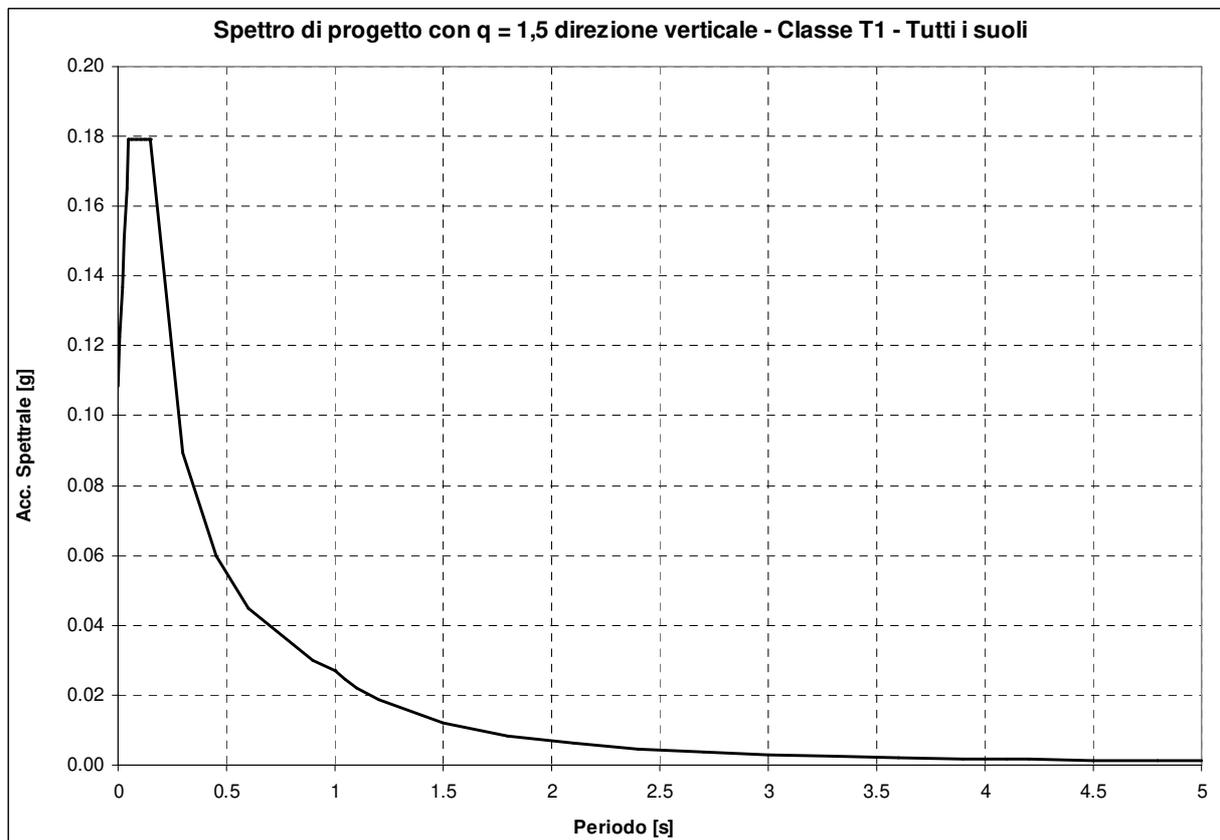
TV



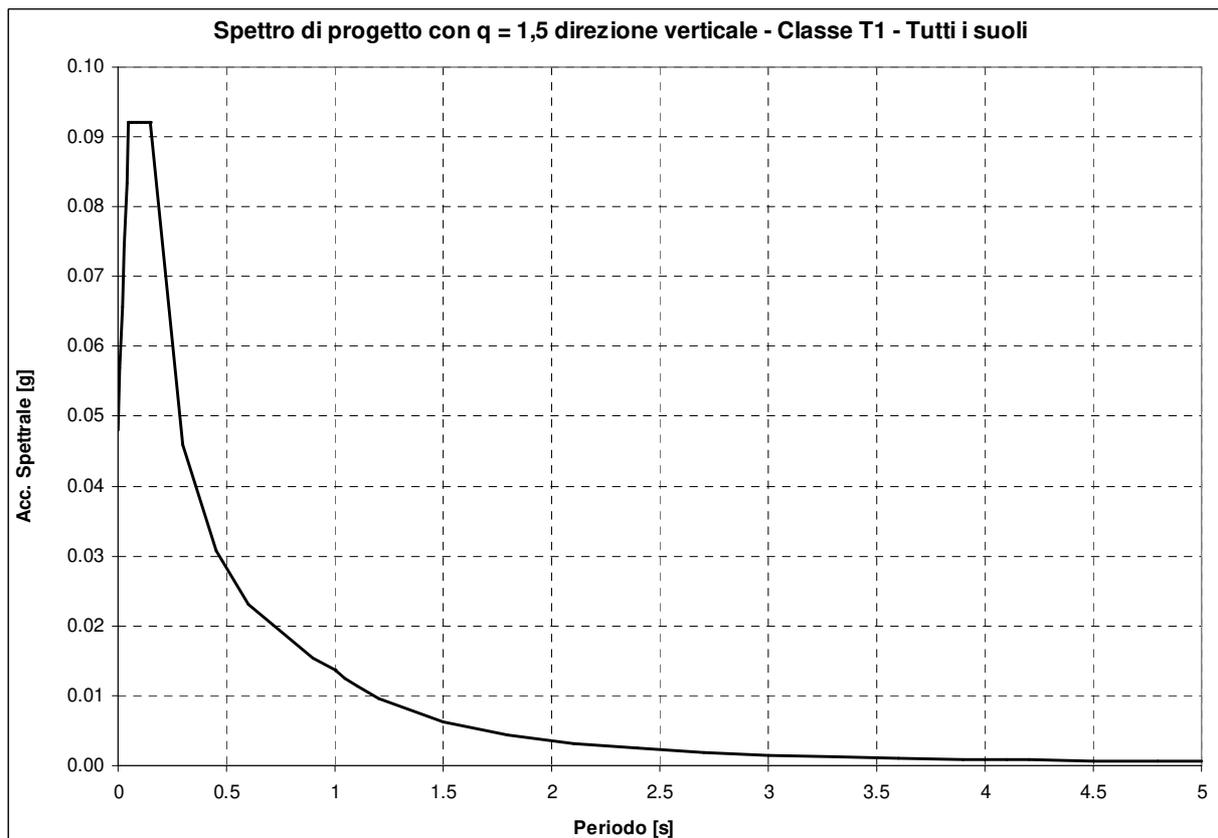
3.6.3.2 *Componente verticale*

Il diagramma che segue riporta lo spettro (indipendente dal tipo di suolo) per la componente verticale, con valore a_g pari a 1,861 g/10 per il TA e a_g pari a 1,083 g/10 per il TV. In entrambi gli spettri è stato applicato un fattore di struttura pari a 1,5 (rispetto allo spettro elastico nelle formule si sostituisce η con $1/q$).

TA



TV



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica diversa per ogni apparecchiatura, i valori di riferimento sono i seguenti:

Trasformatori di corrente (TA)

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
11344	7,1376	45,568	1,861	2,48	0,29	3,941	1,094

Trasformatori di tensione (TV)

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30511	12,5570	41,431	1,083	2,87	0,36	2,797	0,486

I valori del plateau presenti nelle tabelle sopra riportate sono stati calcolati per tutti i punti griglia indicati per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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 dal 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 dal documento di riferimento [7] e 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 le apparecchiature in esame, con le relative direzioni di applicazione, sono i seguenti:

I_{cc} = 40 kA (Rif. [7])

Apparecchiatura	Swing [N] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			Z	Y
TV	460	0	1980	4840
TA	2080	7230	4090	10020

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.

La corrente di corto circuito di riferimento per le verifiche delle fondazioni è stata identificata in modo da soddisfare le verifiche agli S.L.U. da eseguire sulla singola fondazione; è stato perciò adottato per ogni diversa fondazione il che permettesse una verifica positiva.

Nel dettaglio l'I_{cc} considerata è stata pari a:

- per i trasformatori di corrente (TA): 40 kA;
- per i trasformatori di tensione (TV): 40 kA.

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

I collegamenti con le altre apparecchiature sono del tipo flessibile; tuttavia, in prima approssimazione, non è stata considerata la quota parte della massa del cavo.

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

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 esposte 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.

Le tabelle che seguono riportano, per ogni fondazione/apparecchiatura e per ogni condizione di sollecitazione massima, 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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

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 combinazione sismica, alla combinazione EQU o alla combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno (verifica agli stati limite ultimi) a seconda delle verifiche considerate.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1317	361	395	108	-724
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	395	108	1317	361	-724
	Minima azione assiale	Sismica	395	108	395	108	-667

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1623	523	717	224	-674
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1145	374	1196	373	-674
	Minima azione assiale	EQU	1145	374	717	224	-674

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1623	523	717	224	-973
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1145	374	1196	373	-973
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	1145	374	717	224	-973

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

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 combinazione sismica, alla combinazione EQU o alle

combinazioni A1-M1-R3 per rottura terreno (verifiche agli stati limite ultimi) a seconda delle verifiche considerate.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1502	347	451	104	-999
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	451	104	1502	347	-999
	Minima azione assiale	Sismica	451	104	451	104	-964

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1725	482	778	199	-912
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1206	349	1297	332	-912
	Minima azione assiale	EQU	1206	349	778	199	-912

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1725	482	778	199	-1318
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1206	349	1297	332	-1318
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	1206	349	778	199	-1318

Come già indicato, detti Tx e Ty i tagli ed Mx, My i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $MX = Mx + Ty \times H$
- $MY = My + Tx \times H$

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. È stato inoltre trascurato il peso dei setti di calcestruzzo costituenti il pozzetto.

I carichi risultanti, utilizzati per la verifica della fondazione, definiti secondo gli assi X e Y sono riportati di seguito.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1273	361	482	108	-3339
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	149	108	1605	361	-3339
	Minima azione assiale	Sismica	176	108	482	108	-3070

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1732	523	897	224	-3109
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1134	374	1494	373	-3109
	Minima azione assiale	EQU	1134	374	897	224	-3109

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TA	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1595	523	897	224	-4490
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	997	374	1494	373	-4490
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	997	374	897	224	-4490

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1395	347	534	104	-3664
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	149	104	1779	347	-3664
	Minima azione assiale	Sismica	163	104	534	104	-3535

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1759	482	937	199	-3347
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1134	349	1562	332	-3347
	Minima azione assiale	EQU	1134	349	937	199	-3347

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
TV	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1-M1-R3 per rottura terreno	1603	482	937	199	-4835
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1-M1-R3 per rottura terreno	978	349	1562	332	-4835
	Minima azione assiale	A1-M1-R3 per rottura terreno	978	349	937	199	-4835

Nelle tabelle che seguono si riassumono le caratteristiche geometriche salienti delle fondazioni, nonché le caratteristiche del calcestruzzo e del terreno, necessarie per le successive verifiche.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	11.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.192
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.284
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{cl} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{cl} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	124
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	155
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]	17.5
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 _{fl} [cm]	10

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	9.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.157
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.302
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	124
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	155
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]	17.5
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_n [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 obbligata.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA
Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	1273	149	176
M stab X [daNm]	2588	2588	2380
$\mu_{rib X}$ [-]	2.03	17.36	13.54
$\mu_{rib X} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	482	1,605	482
M stab Y [daNm]	2070	2070	1904
$\mu_{rib Y}$ [-]	4.30	1.29	3.95
$\mu_{rib Y} > 1$?	SI	SI	SI

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1732	1134	1134
M stab X' [daNm]	2409	2409	2409
μ rib X' [-]	1.39	2.12	2.12
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]	897	1,494	897
M stab Y' [daNm]	1927	1927	1927
μ rib Y' [-]	2.15	1.29	2.15
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1595	997	997
M stab X' [daNm]	3480	3480	3480
μ rib X' [-]	2.18	3.49	3.49
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]	897	1494	897
M stab Y' [daNm]	2784	2784	2784
μ rib Y' [-]	3.11	1.86	3.11
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	1395	149	163
M stab X [daNm]	2839	2839	2740
μ rib X [-]	2.04	19.04	16.85
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]	534	1779	534
M stab Y [daNm]	2272	2272	2192
μ rib Y [-]	4.26	1.28	4.11
μ rib Y > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1759	1134	1134
M stab X' [daNm]	2594	2594	2594
μ rib X' [-]	1.47	2.29	2.29
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]	937	1,562	937
M stab Y' [daNm]	2075	2075	2075
μ rib Y' [-]	2.21	1.33	2.21
μ rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1603	978	978
M stab X' [daNm]	3747	3747	3747
μ rib X' [-]	2.34	3.83	3.83
μ rib X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	937	1562	937
M stab Y' [daNm]	2997	2997	2997
μ rib Y' [-]	3.20	1.92	3.20
μ rib Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Combinazione sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.38	0.04	0.06
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.14	0.48	0.16
Controllo parzializzazione	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.246	0.029	0.037
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.116	0.388	0.127
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.726	6.524	1.981
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.65	1.13	0.32
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.71	2.72	7.58
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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]	0.56	0.36	0.36
Controllo parzializzazione	plinto parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.29	0.48	0.29
Controllo parzializzazione	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.359	0.235	0.235
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.233	0.388	0.233
Controllo massima parzializzazione	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	9.991	12.723	5.309
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	1.62	2.06	0.86
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	1.49	1.77	2.80
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.36	0.22	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.20	0.33	0.20
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.229	0.143	0.143
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.161	0.268	0.161
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.031	4.452	3.013
Tensione terreno, σ_t [dal/cm²]	0.94	1.04	0.70
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.55	2.31	3.41
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	Sì	Sì	Sì

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Combinazione sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.38	0.04	0.05
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.15	0.49	0.15
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.246	0.026	0.030
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.117	0.392	0.122
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.733	6.707	1.909
Tensione terreno, σ_t [dal/cm²]	0.71	1.28	0.35
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.37	1.88	6.84
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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]	0.53	0.34	0.34
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.28	0.47	0.28
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.339	0.219	0.219
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.226	0.376	0.226
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	8.504	10.813	4.858
Tensione terreno, σ_t [dal/cm²]	1.48	1.88	0.85
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	1.62	1.27	2.84
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.33	0.20	0.20
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.19	0.32	0.19
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.214	0.130	0.130
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.156	0.261	0.156
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	19220		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.755	4.131	2.856
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.94	1.04	0.72
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.54	2.37	3.34
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	Sì	Sì	Sì

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 obbligata.

Fondazione per basse sismicità con installazione di TA

Combinazione Sismica

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]	649	649	597
$\mu_{sic} X'$ [-]	5.99	1.80	5.51
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	649	649	597
$\mu_{sic} Y'$ [-]	1.80	5.99	5.51
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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]	604	604	604
$\mu_{sic} X'$ [-]	2.70	1.62	2.70
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	604	604	604
$\mu_{sic} Y'$ [-]	1.15	1.62	1.62
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	873	873	873
$\mu_{sic} X'$ [-]	3.90	2.34	3.90
mu sic X' > 1.4 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	873	873	873
$\mu_{sic} Y'$ [-]	1.67	2.33	2.33
mu sic Y' > 1.4 ?	Sì	Sì	Sì

Fondazione per basse sismicità con installazione di TV

Combinazione sismica

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]	580	580	560
μ sic X' [-]	5.58	1.67	5.38
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	580	580	560
μ sic Y' [-]	1.67	5.58	5.38
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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]	530	530	530
μ sic X' [-]	2.66	1.60	2.66
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	530	530	530
μ sic Y' [-]	1.10	1.52	1.52
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	766	766	766
μ sic X' [-]	3.85	2.31	3.85
mu sic X' > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	766	766	766
μ sic Y' [-]	1.59	2.19	2.19
mu sic Y' > 1.1 ?	Sì	Sì	Sì

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:

- 0,22 m in direzione X;
- 0,30 m in direzione Y;

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

- 1,55 m in direzione Y e 1,24 m in direzione X;

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; a tal proposito si mette in evidenza che il peso del calcestruzzo della struttura costituente il pozzetto è superiore al peso del terreno in corrispondenza del lato opposto del batolo;
- 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 (TV).

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a $1,28 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 155 = 11,16 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 155 = 11,625 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,28 \times 155 = 198,40 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 124 = 8,93 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 124 = 9,30 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,28 \times 124 = 158,72 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(198,40 - 11,16 - 11,63) / 100 \times 22^2 / 2 = 425 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(158,72 - 8,93 - 9,30) / 100 \times 30^2 / 2 = 632 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si considerano due sezioni con le seguenti caratteristiche:

in direzione X

- Sezione: $155 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $6 \text{ } \varnothing 12$;
- Armatura inferiore: $6 \text{ } \varnothing 12$;

in direzione Y

- Sezione: $124 \times 30 \text{ cm}$;
- Copriferro: 4 cm ;
- Armatura superiore: $5 \text{ } \varnothing 12$;
- Armatura inferiore: $5 \text{ } \varnothing 12$;

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

in direzione X

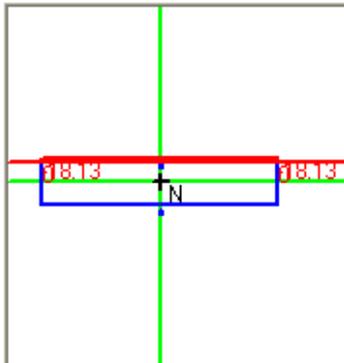
Titolo : TV con BOC - Sezione 132-150 kV - Direzione X

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.79	4.6
2	6.79	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

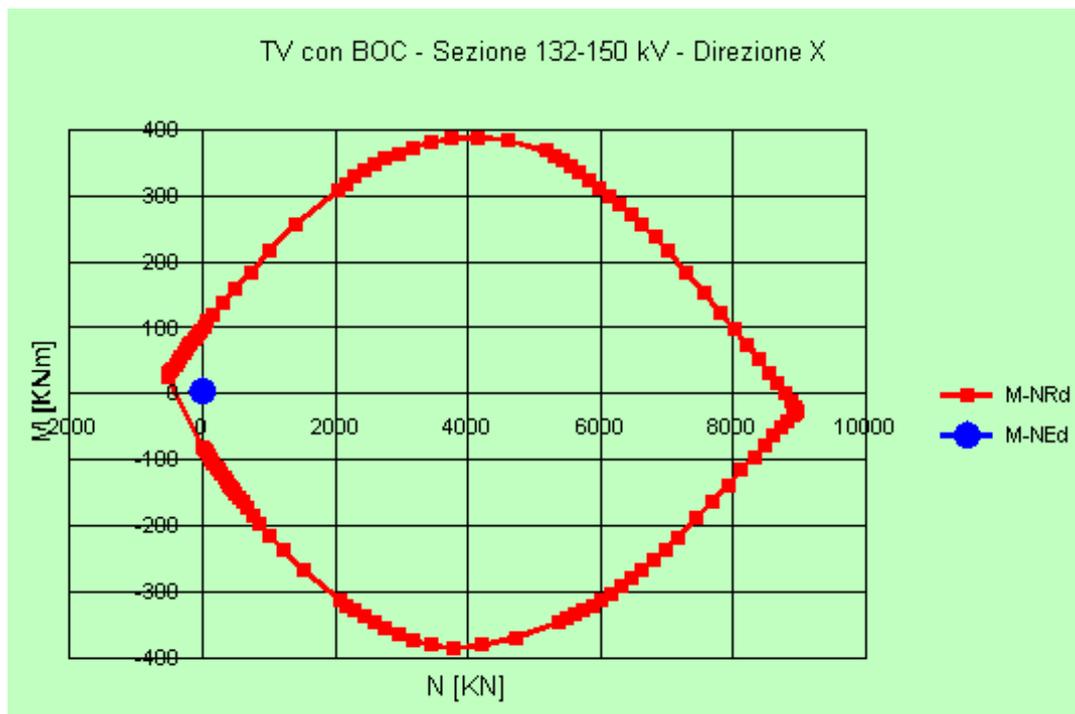
M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L_o cm

Precompresso



in direzione Y

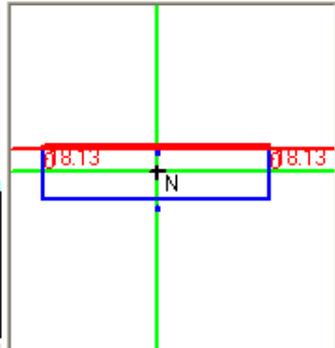
Titolo : TV con BOC - Sezione 132-150 kV - Direzione Y

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	124	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.6
2	5.65	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

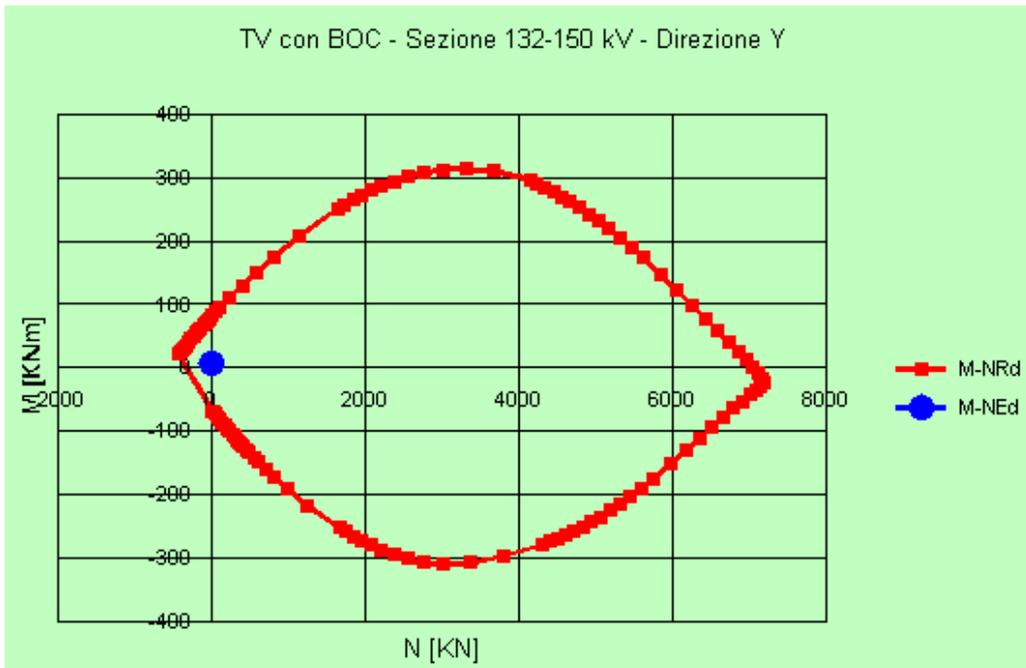
B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L_o cm

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: $(198,40 - 11,16 - 11,63) \times 22,0 = 3864$ daN;
- in direzione Y: $(158,72 - 8,93 - 9,30) \times 30,0 = 4215$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 14941$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 3864$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 16315$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 4215$ daN

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

7.5.3 Verifica flessionale del batolo

Il batolo ha 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.

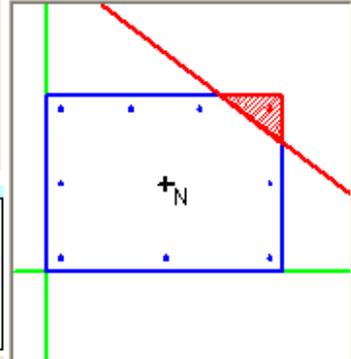
Titolo : TV con BOC - Sezione 132-150 kV - Batolo

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

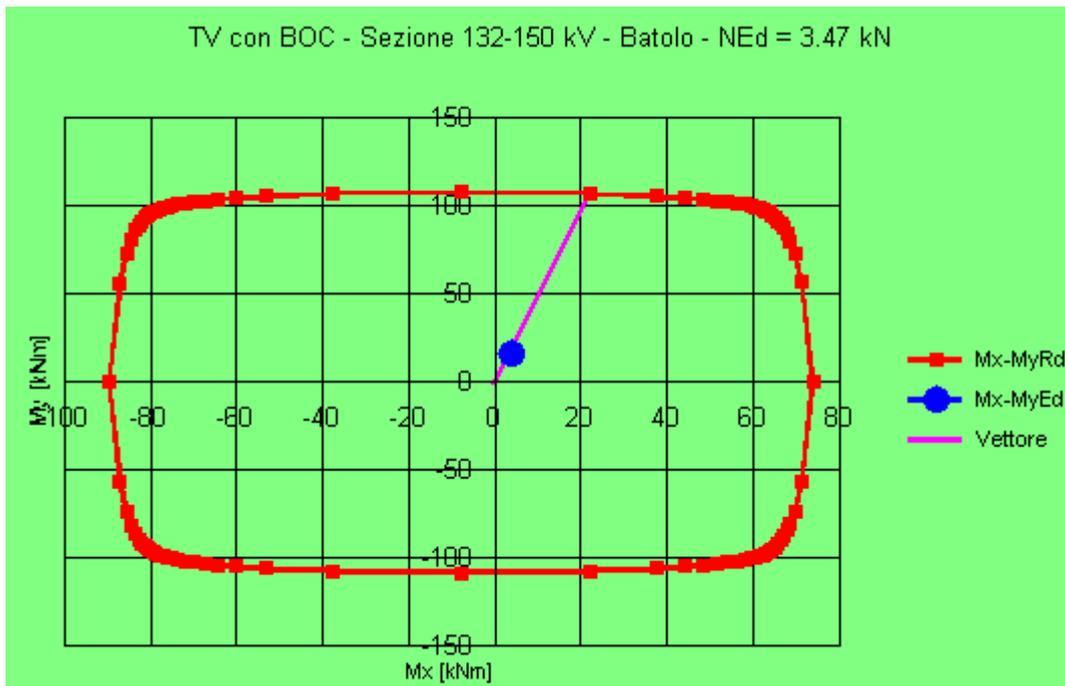
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="18.81"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x 13 x/d
 δ



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 rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico per l'apparecchiatura TV che presenta il cedimento maggiore.

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 (preso pari a 4,31 Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata, nel caso di installazione dell'apparecchiatura che provoca i maggiori spostamenti (TV).

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 0,94$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,25$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 19,06$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 19,06 \cdot 1,24 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,94 = 0,0101 \text{ m} = 1,01 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{17,79}{1,240^2 \cdot 1,55} \cdot 4,31 = 0,0146$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,81$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan\theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{1,49}{1,55^2 \cdot 1,24} \cdot 4,31 = 0,0010$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,15$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,98 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] *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO: OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO – Scheda ING72 Rev. 00 TIPI09* Rapporto CESI A9036088: “Dimensionamento e verifica delle fondazioni: relazione metodologica”, rev. 00, dicembre 2009.
- [2] *TERNA Stazioni elettriche A.T. 132-150 kV. Fondazione per apparecchiature unipolari TG2074/1 per impiego in zone a bassa sismicità*, Rev. 00 del luglio 2010.
- [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 per basse sismicità (nuova taglia inferiore)

Questa fondazione delle apparecchiature TA, TV e sezionatore verticale è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 38,20$ m/s nel caso di apparecchiatura TA
 - $v_b = 30,25$ m/s nel caso di apparecchiatura TV
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - nel caso di apparecchiatura TA**
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,3941$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,1094$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
 - nel caso di apparecchiatura TV**
 - accelerazione spettrale:
 - orizzontale al plateau $\leq 0,2797$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - verticale allo ZPA $\leq 0,486$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
 - momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia):
 - ≤ 856 kgm **nel caso di apparecchiatura TA**
 - ≤ 1776 kgm **nel caso di apparecchiatura TV**
 - 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 11° , in corrispondenza a coesione pari a $0,284$ daN/cm² **nel caso di apparecchiatura TA**
 - di 9° , in corrispondenza a coesione pari a $0,302$ daN/cm² **nel caso di apparecchiatura TV**
 - livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non 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



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



Zor

<i>Data:</i>	05/08/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Giulia Bergamo
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
	00	05/08/2010	Prima emissione	M. Amarelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00052	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00050 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00052 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI ISOLATORE SCARICATORE E PORTALE SBARRE TG2074/2 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00052_2	---	A4	---	01/42

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. È 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.

Indice

1	SCOPO	3
2	CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE	4
2.1	Caratteristiche dei materiali.....	4
2.2	Caratteristiche geometriche.....	5
2.3	Caratteristiche del terreno e capacità portante della fondazione	5
3	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI.....	9
3.1	Individuazione delle azioni	9
3.2	Condizione di carico di linea.....	10
3.3	Montaggio	10
3.4	Condizione di carico da vento	10
3.5	Perdita di carico per rottura di un conduttore.....	11
3.6	Condizione di carico sismica.....	11
3.6.1	Spettro di risposta elastico.....	11
3.6.2	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo.....	13
3.6.3	Spettri impiegati nella verifica	13
3.6.4	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	15
3.7	Condizione di carico da corto circuito.....	15
3.7.1	Definizione del carico da corto circuito	15
3.7.2	Condizioni al contorno (collegamenti in corda e/o sbarra)	16
4	TIPO DI VERIFICA	16
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	16
5.1	Stati limite ultimi.....	16
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	16
5.1.2	Combinazioni eccezionali	17
5.1.3	Combinazioni sismiche	17
5.2	Stati limite di esercizio	18
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	18
7	CALCOLI DI VERIFICA	18
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	19
7.2	Verifica al ribaltamento.....	27
7.3	Verifica della capacità portante.....	29
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	32
7.5	Verifica strutturale.....	34
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	34
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	36
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	36
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	38
9	CONCLUSIONI	39
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	39
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	40

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	05/08/2010	B0021969	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione per apparecchiature unipolari TG2074/2 della sezione 132 – 150 kV, del tipo:

- Isolatore;
- Scaricatore;
- Portale sbarre senza lame di terra.

I parametri essenziali delle apparecchiature sono

Isolatore

Per la taglia in studio la tipologia di isolatore utilizzata è identificata dalla sigla J03/2 avente le seguenti caratteristiche:

- Altezza isolatore: 1500 mm;
- Altezza baricentro isolatore: 750 mm;
- Diametro nominale max parte isolante: 350 mm;
- Peso complessivo: 100 daN.

Il valore del momento statico alla base dell'isolatore è quindi pari a 75 kgm.

Scaricatore

Per la taglia in studio si è eseguita la verifica sull'apparecchiatura ABB modello EXLIM Q120-EH145M con le seguenti caratteristiche:

Altezza [mm]	Quota baricentro riferita alla flangia di interfaccia con la carpenteria di sostegno [mm]	Peso totale [kg]	Provenienza dati
1897	950	118	Disegno n. 1HSA201 003-AHD ABB Power Technologies

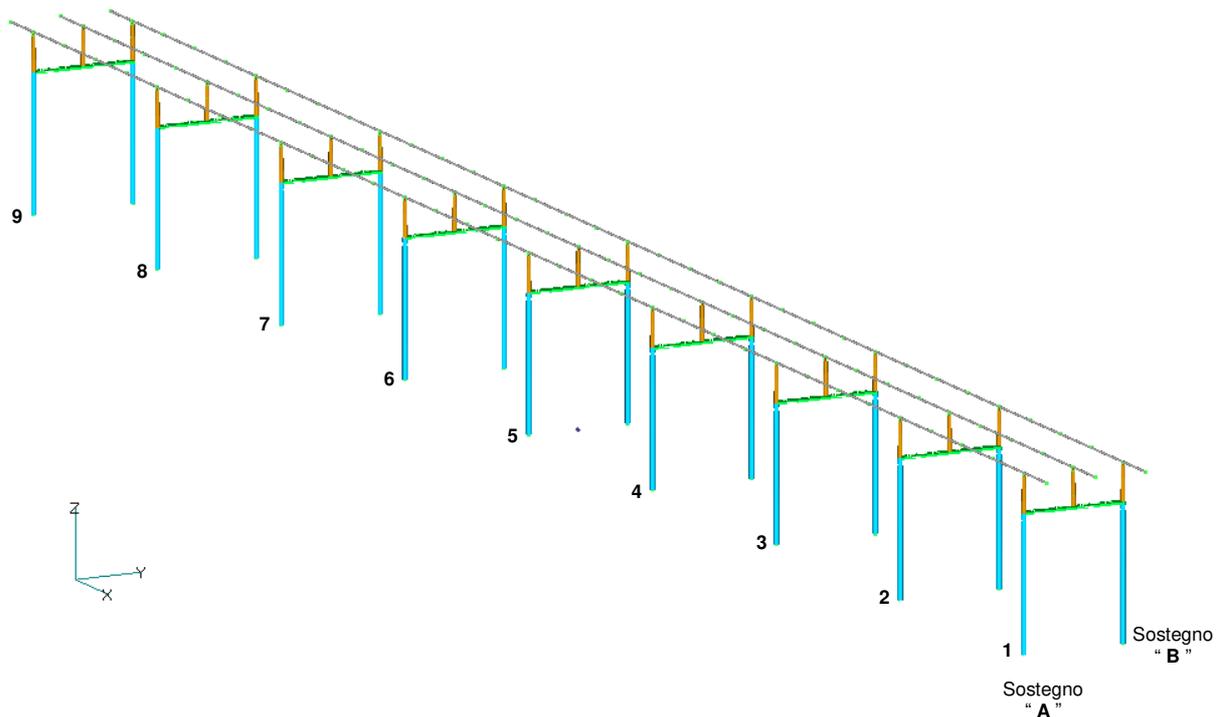
Il valore del momento statico alla base dello scaricatore è quindi pari a 112 kgm.

Portale sbarre

I parametri 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 $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,1 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI-EN 2 06-1)

- 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 isolatore, scaricatore e portale sbarre senza 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 alle diverse apparecchiature.

La piastra ha dimensioni di $1,44 \times 1,44 \times 0,3$ m; il batolo ha dimensioni $0,6 \times 0,8 \times 0,5$ m, sporge dal terreno per 0,1 m ed è provvisto di quattro tirafondi $\varnothing 20$ 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 $\sigma_{rott} / R_p = 2,4 / R_i$ 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
0,862	2155	6 \varnothing 12	6 \varnothing 12	8 \varnothing 10

Per la fondazione del sostegno isolante situata a lato del sezionatore verticale (fondazione TG2022) si prevede di operare in opera uno smusso per consentire il corretto posizionamento delle due fondazioni. Con uno smusso di circa 2 cm risulta possibile interporre un foglio di polistirolo tra le due differenti armature per eseguire poi il getto.

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 $\gamma_t = 1800$ daN/m³;
- Indice dei vuoti $e = 0,11$;
- Peso di volume immerso $\gamma' = 900$ daN/m³.

Il livello di falda è stato considerato al di sotto del piano di fondazione.

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'

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

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

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

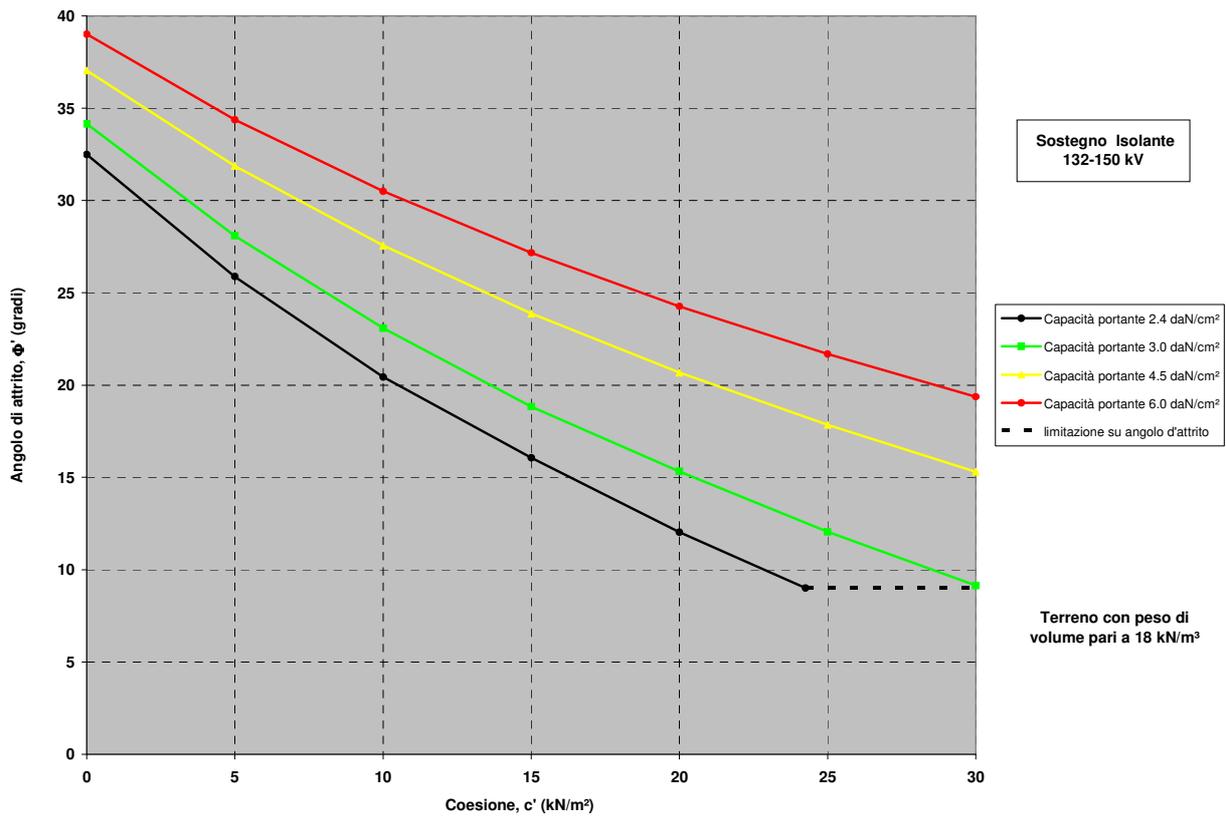
e_B = eccentricità del carico in direzione della larghezza della fondazione

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

e_L = eccentricità del carico in direzione della lunghezza della fondazione

ottenendo le seguenti curve.

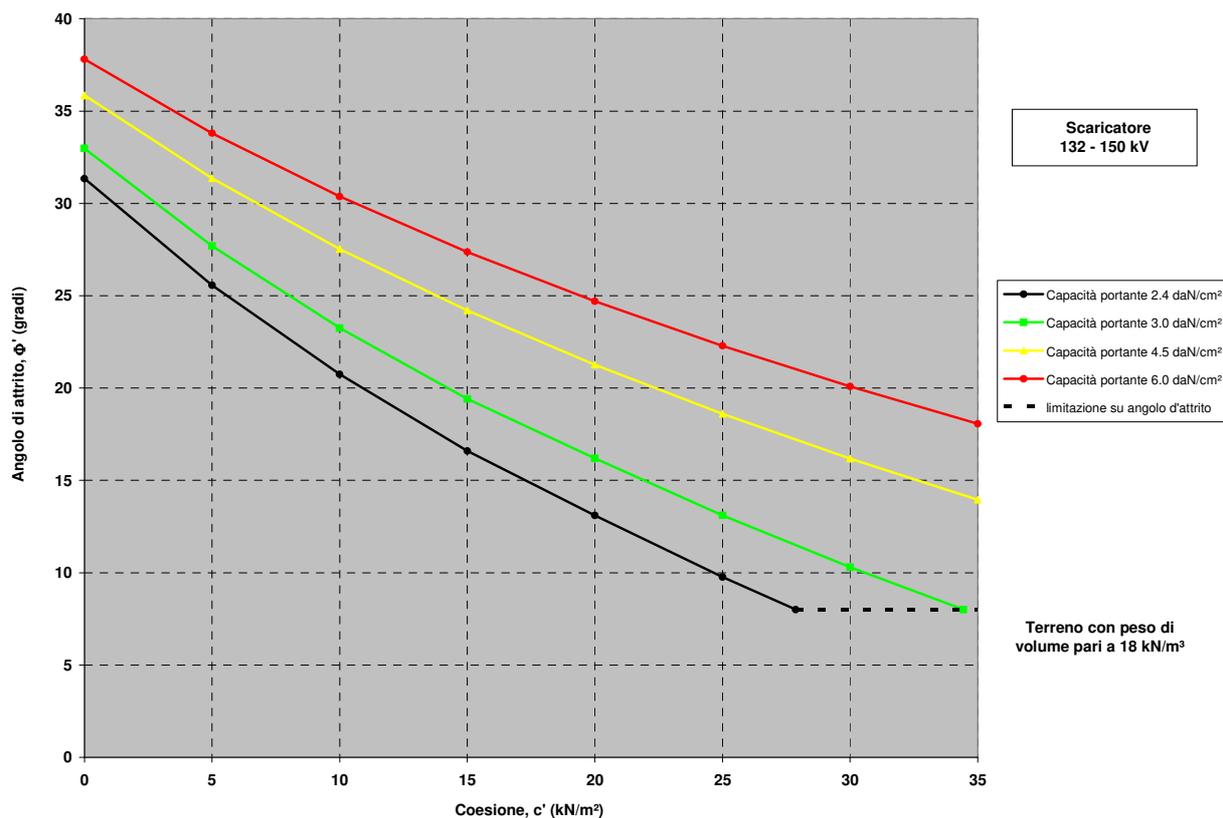
Isolatore



I carichi considerati per le valutazioni sono quelli relativi alla combinazione di carico sismica, 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 9°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,243 daN/cm².

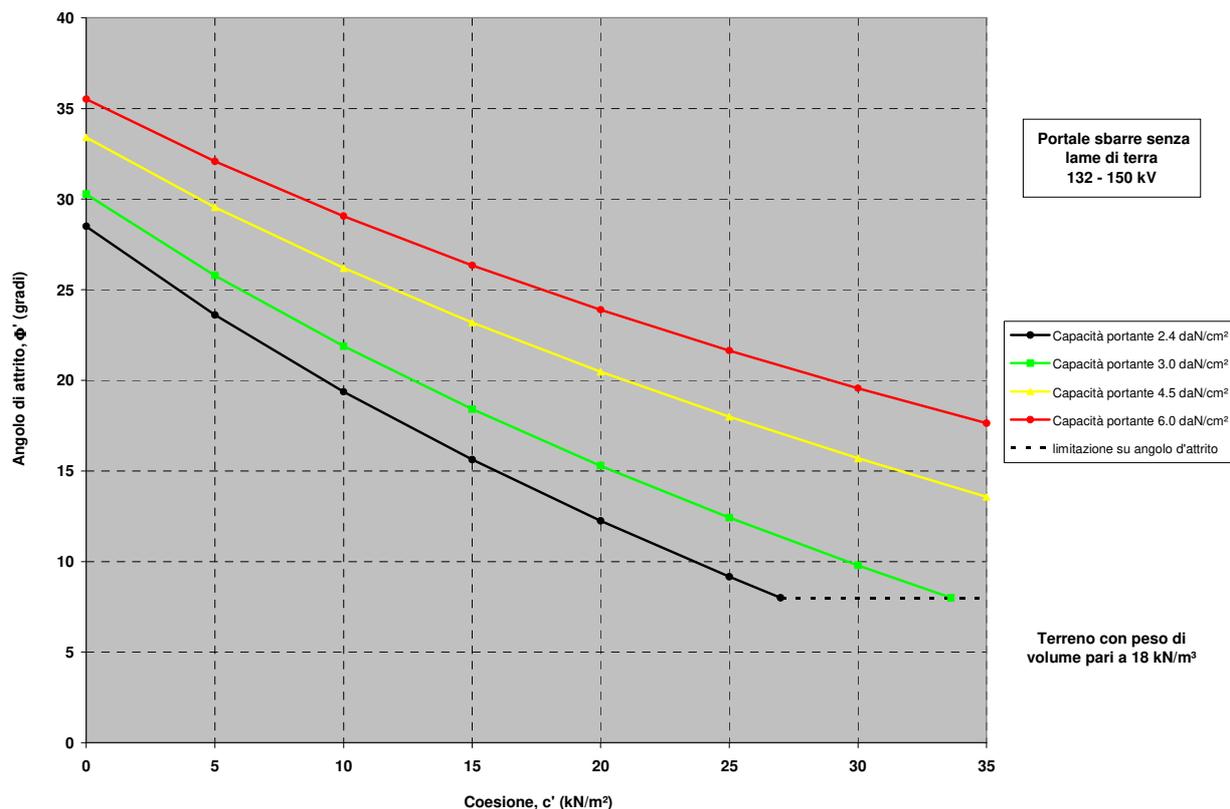
Scaricatore



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 8°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,279 daN/cm².

Portale sbarre senza lame di terra



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 8°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,270 daN/cm².

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:

Apparecchiatura	Tiro semplice [N]	Tiro composto [N]
Isolatore	640	1080
Scaricatore	187	350
Portale sbarre	600	1010

Nel caso del sostegno isolatore, la valutazione dei carichi dovuti al tiro è stata eseguita considerando le due forze orientate tra loro a 90°.

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 I;
- 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:

- per gli isolatori: 25 m/s;
- per gli scaricatori: 32,4 m/s;
- per i portali sbarre senza lame di terra: 37,7 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

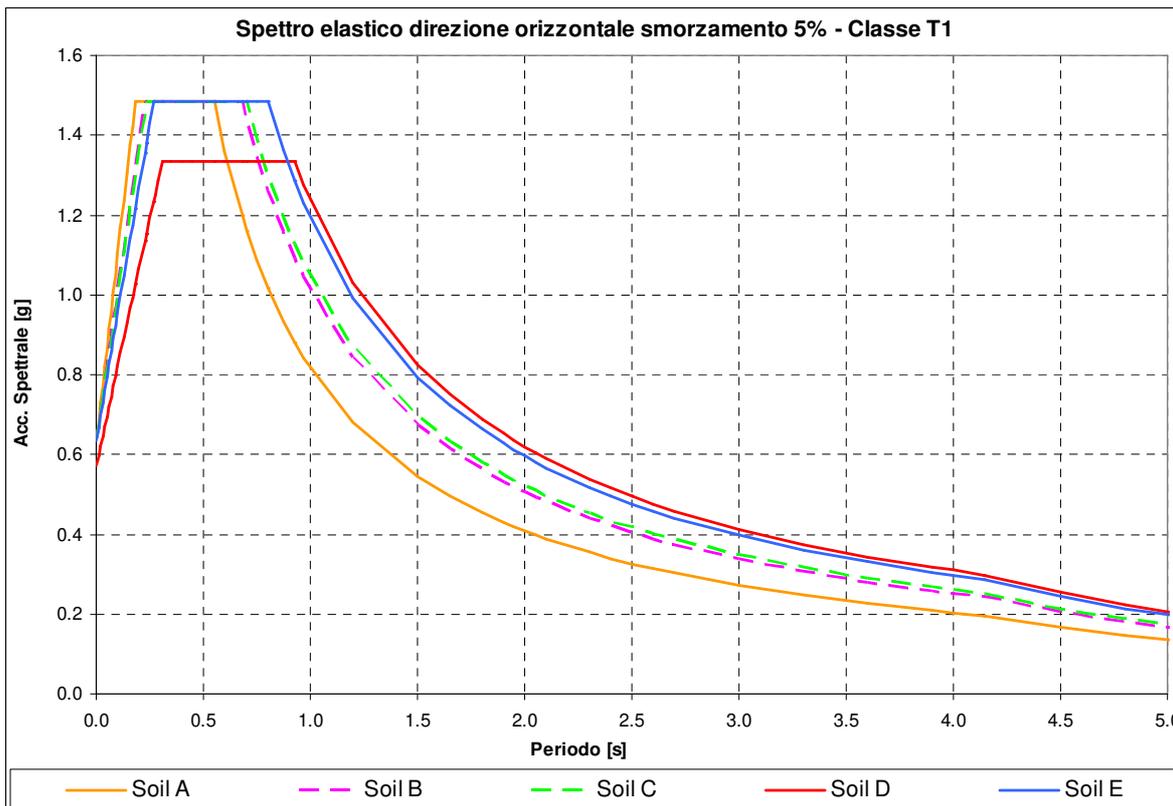
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

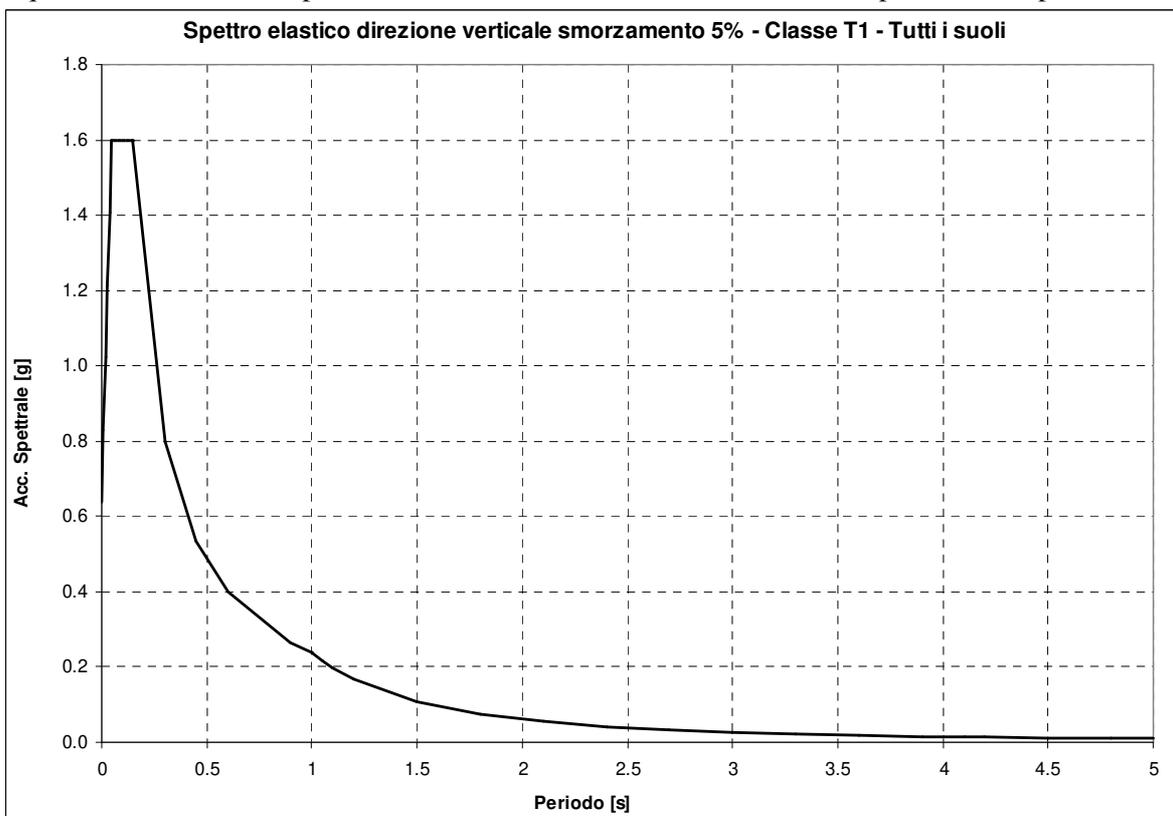
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella 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, $q = 2$

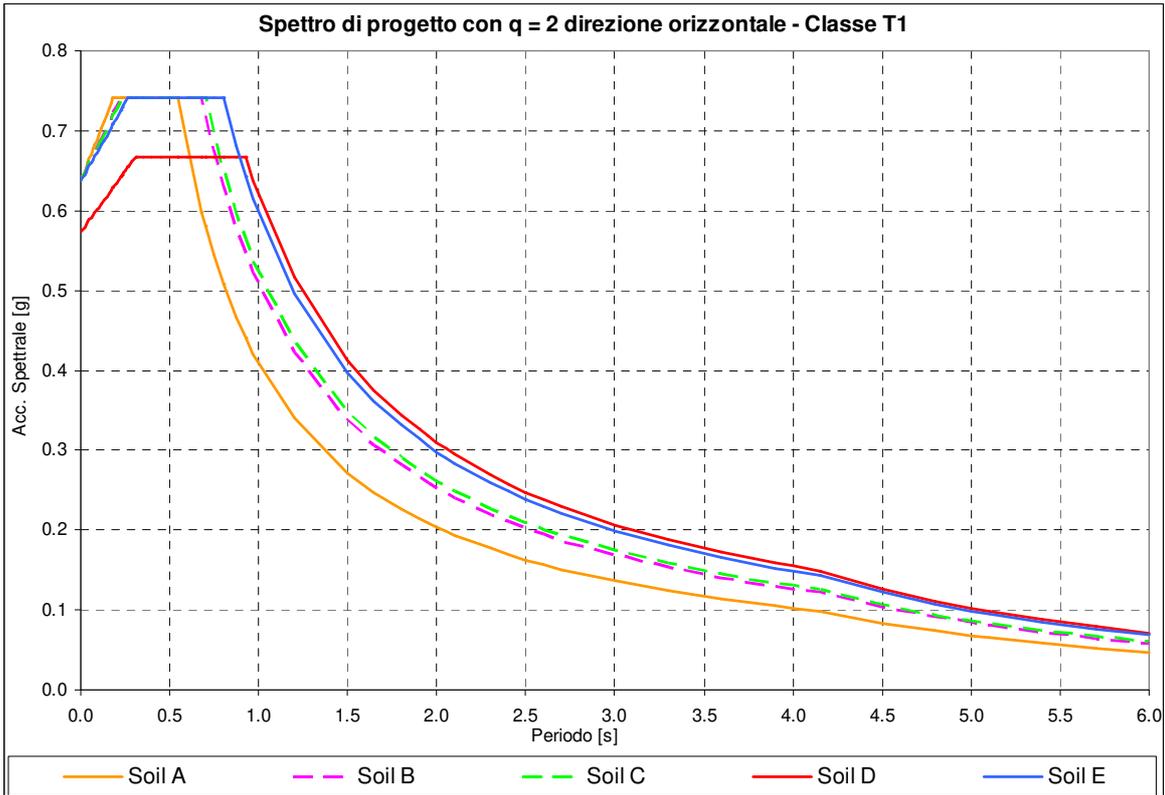
Componente verticale

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

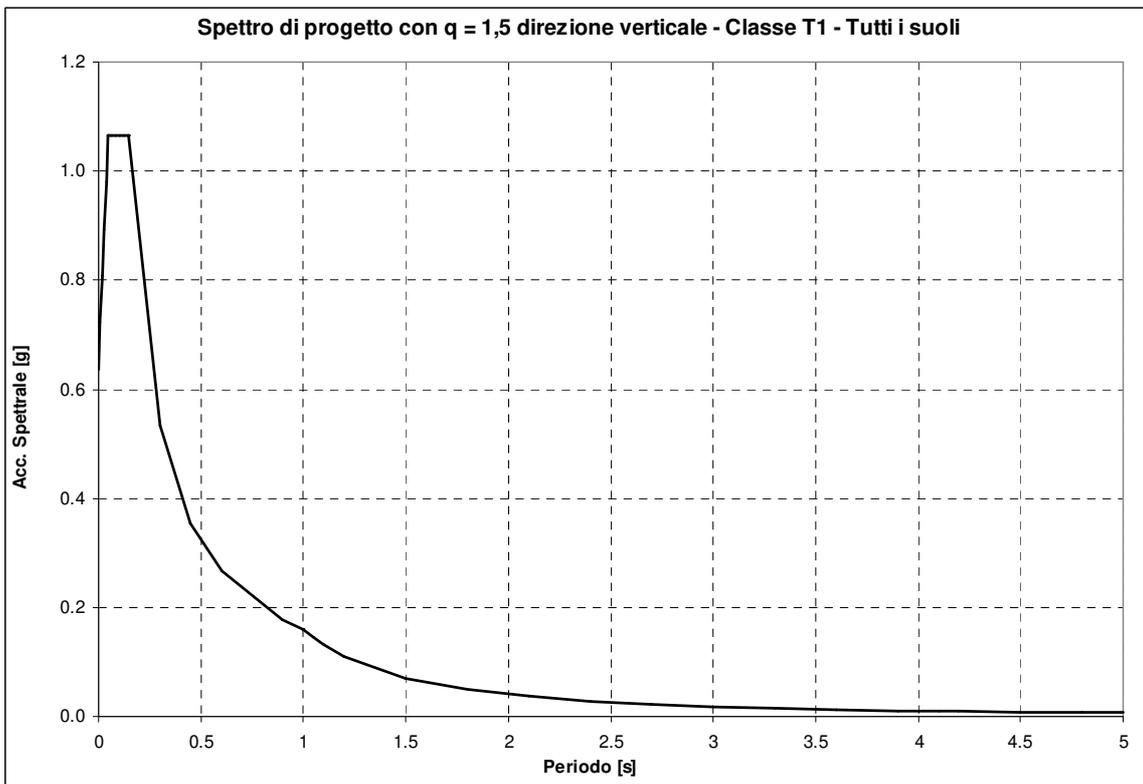
3.6.3.1 Componenti orizzontali

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 $1/q$).



In particolare, la fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un'intensità sismica inferiore alla massima di progetto, per la sola apparecchiatura portale sbarre senza lame di terra i cui valori di riferimento sono i seguenti:

Portale sbarre senza lame di terra

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_o	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30511	12,557	41,431	1,083	2,87	0,36	2,797	0,486

Il valore del plateau è stato calcolato per il punto griglia indicato per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo. Poiché tutte le azioni sul portale sbarre sono state calcolate con un modello, la valutazione delle azioni sismiche nelle tre direzioni ortogonali è stata eseguita dando gli spettri (uno per le direzioni orizzontali e uno per la direzione verticale) in input al modello. Quindi la fondazione del portale sbarre senza lame di terra è verificata per questo spettro oggetto della verifica.

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'assieme 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
Isolatore	1520	3300	2110	5170
Scaricatore	460	5240	2810	6900
Portale sbarre senza 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 dell'apparecchiatura 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 senza 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 [daN-m]	Taglio T_y [daN]	Momento flettente M_y [daN-m]	Taglio T_x [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	940	305	611	167	-179
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	611	167	940	305	-179
	Minima azione assiale	Sismica	420	123	420	123	-79

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1394	420	862	227	-199
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1289	377	966	270	-199
	Minima azione assiale	EQU	1002	311	575	161	-199

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1394	420	862	227	-287
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	1289	377	966	270	-287
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	1002	311	575	161	-287

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	926	265	278	79	-245
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	278	79	926	265	-245
	Minima azione assiale	Sismica	278	79	278	79	-123

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1534	408	516	155	-268
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1191	305	859	258	-268
	Minima azione assiale	EQU	1191	305	516	155	-268

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1534	408	516	155	-387
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	1191	305	859	258	-387
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	1191	305	516	155	-387

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [N-m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N-m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Portale sbarre senza lame di terra	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	1206	-318	867	246	-406
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	615	-172	1496	438	-240
	Minima azione assiale	EQU	615	-172	1496	438	-240

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre senza lame di terra	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1206	-318	833	228	-696
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	615	-172	1462	419	-531
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	615	-172	1462	419	-531

Come già indicato, detti Tx e Ty i tagli ed Mx, My i momenti flettenti alla base della carpenteria, i momenti flettenti:

- $MX = Mx + Ty \times H$
- $MY = My + Tx \times H$

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.

- $TX = Tx$
- $TY = Ty$
- $NZ = Nz + P$

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 Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1184	305	745	167	-2802
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	745	167	1184	305	-2802
	Minima azione assiale	Sismica	518	123	518	123	-1116

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1730	420	1043	227	-3171
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1591	377	1183	270	-3171
	Minima azione assiale	EQU	1251	311	703	161	-3171

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Isolatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1730	420	1043	227	-4581
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	1591	377	1183	270	-4581
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	1251	311	703	161	-4581

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN-m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN-m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	Sismica	1138	265	341	79	-2868
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	341	79	1138	265	-2868
	Minima azione assiale	Sismica	341	79	341	79	-1160

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	EQU	1861	408	639	155	-3240
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	1434	305	1066	258	-3240
	Minima azione assiale	EQU	1434	305	639	155	-3240

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Scaricatore	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1861	408	639	155	-4680
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	1434	305	1066	258	-4680
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	1434	305	639	155	-4680

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [N·m]	Taglio Ty [N]	Momento flettente My [N·m]	Taglio Tx [N]	Azione assiale massima N [N]
Portale sbarre senza lame di terra	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	EQU	1460	-318	1064	246	-3378
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	753	-172	1846	438	-3212
	Minima azione assiale	EQU	753	-172	1846	438	-3212

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente Mx [daN·m]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente My [daN·m]	Taglio Tx [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Portale sbarre senza lame di terra	Massimo momento attorno all'asse trasversale alla linea (X)	A1M1R3 x rottura terreno	1460	-318	1050	228	-4990
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	A1M1R3 x rottura terreno	753	-172	1797	419	-4824
	Minima azione assiale	A1M1R3 x rottura terreno	753	-172	1797	419	-4824

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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di isolatore

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	9.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.157
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.243
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	144
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	144
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, e _{BY'} [cm]	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 _{fl} [cm]	10

Fondazione per basse sismicità con installazione di scaricatore

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	8.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.140
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.279
Peso specifico terreno, γ_t [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ct} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ct} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato minore piastra, BX' [cm]	144
Lato maggiore piastra, BY' [cm]	144
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l' [cm]	60
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_{fl} [cm]	10

Fondazione per basse sismicità con installazione di portale sbarre senza lame di terra

Caratteristiche terreno	
Angolo attrito terreno, Φ [gradi]	8.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.140
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.270
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX' [cm]	144
Lato piastra in direzione Y, BY' [cm]	144
Lato batolo in direzione X, b [cm]	80
Lato batolo in direzione Y comprensivo di pozzetto, l [cm]	60
Lato batolo in direzione Y senza pozzetto, l [cm]	60
Eccentricità batolo, $e_{BY'}$ [cm]	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_n [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 obbligata.

Fondazione per basse sismicità con installazione di isolatore

Combinazione Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	1184	745	518
M stab X [daNm]	2017	2017	804
$\mu_{rib X}$ [-]	1.70	2.71	1.55
$\mu_{rib X} > 1$?	SI	SI	SI
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	745	1184	518
M stab Y [daNm]	2017	2017	804
$\mu_{rib Y}$ [-]	2.71	1.70	1.55
$\mu_{rib Y} > 1$?	SI	SI	SI

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	1730	1591	1251
M stab X [daNm]	2283	2283	2283
μ rib X [-]	1.32	1.44	1.83
μ rib X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	1043	1183	703
M stab Y [daNm]	2283	2283	2283
μ rib Y [-]	2.19	1.93	3.25
μ rib Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1730	1591	1251
M stab X' [daNm]	3298	3298	3298
μ rib X' [-]	1.91	2.07	2.64
μ rib X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	1043	1183	703
M stab Y' [daNm]	3298	3298	3298
μ rib Y' [-]	3.16	2.79	4.69
μ rib Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Fondazione per basse sismicità con installazione di scaricatore

Combinazione sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	1138	341	341
M stab X [daNm]	2065	2065	835
μ rib X [-]	1.82	6.05	2.45
μ rib X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	341	1138	341
M stab Y [daNm]	2065	2065	835
μ rib Y [-]	6.05	1.82	2.45
μ rib Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1861	1434	1434
M stab X' [daNm]	2333	2333	2333
μ rib X' [-]	1.25	1.63	1.63
μ rib X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	639	1,066	639
M stab Y' [daNm]	2333	2333	2333
μ rib Y' [-]	3.65	2.19	3.65
μ rib Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1861	1434	1434
M stab X' [daNm]	3370	3370	3370
μ . rib X' [-]	1.81	2.35	2.35
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]	639	1066	639
M stab Y' [daNm]	3370	3370	3370
μ . rib Y' [-]	5.27	3.16	5.27
μ . rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di portale sbarre senza lame di terra

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1460	753	753
M stab X' [daNm]	2432	2313	2313
μ . rib X' [-]	1.67	3.07	3.07
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]	1064	1846	1846
M stab Y' [daNm]	2432	2313	2313
μ . rib Y' [-]	2.29	1.25	1.25
μ . rib Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1460	753	753
M stab X' [daNm]	3593	3473	3473
μ . rib X' [-]	2.46	4.61	4.61
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]	1015	1797	1797
M stab Y' [daNm]	3593	3473	3473
μ . rib Y' [-]	3.54	1.93	1.93
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.

Fondazione per basse sismicità con installazione di isolatore

Combinazione Sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.42	0.27	0.46
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.27	0.42	0.46
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.294	0.185	0.322
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.185	0.294	0.322
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	5.732	5.732	11.897
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.77	0.77	0.64
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.70	3.70	3.75
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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]	0.55	0.50	0.39
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.33	0.37	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.379	0.348	0.274
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.228	0.259	0.154
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	11.423	10.306	4.724
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	1.75	1.58	0.72
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	1.37	1.52	3.32
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.38	0.35	0.27
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.23	0.26	0.15
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.262	0.241	0.190
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.158	0.179	0.107
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.549	4.481	2.955
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	1.00	0.99	0.65
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.39	2.42	3.68
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di scaricatore

Combinazione sismica

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.40	0.12	0.29
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.12	0.40	0.29
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.275	0.083	0.204
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.083	0.275	0.204
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.802	3.802	4.269
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.53	0.53	0.24
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.56	4.56	10.05
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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]	0.57	0.44	0.44
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.20	0.33	0.20
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY' / BY' [-]	0.399	0.307	0.307
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.137	0.228	0.137
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	9.987	7.193	5.263
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	1.56	1.12	0.82
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	1.54	2.14	2.92
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.40	0.31	0.31
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.14	0.23	0.14
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.276	0.213	0.213
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.095	0.158	0.095
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.957	3.763	3.081
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.89	0.85	0.70
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.69	2.83	3.45
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di portale sbarre senza lame di terra

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]	0.43	0.23	0.23
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.31	0.57	0.57
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.300	0.163	0.163
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.219	0.399	0.399
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	6.665	10.888	10.888
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	1.09	1.69	1.69
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.21	1.42	1.42
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y', eY' [m]	0.29	0.16	0.16
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.20	0.37	0.37
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.203	0.108	0.108
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.141	0.259	0.259
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	20736		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	3.443	3.824	3.824
Tensione terreno, σ_t [daN/cm²]	0.83	0.89	0.89
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	2.90	2.70	2.70
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	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 obbligata.

Fondazione per basse sismicità con installazione di isolatore

Combinazione Sismica

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]	444	444	177
$\mu_{sic} X' [-]$	2.66	1.46	1.44
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	444	444	177
$\mu_{sic} Y' [-]$	1.46	2.66	1.44
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

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]	502	502	502
μ sic X' [-]	2.21	1.86	3.12
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	502	502	502
μ sic Y' [-]	1.20	1.33	1.62
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	726	726	726
μ sic X' [-]	3.20	2.68	4.51
mu sic X' > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	726	726	726
μ sic Y' [-]	1.73	1.92	2.33
mu sic Y' > 1.1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di scaricatore

Combinazione sismica

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]	403	403	163
μ sic X' [-]	5.07	1.52	2.05
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	403	403	163
μ sic Y' [-]	1.52	5.07	2.05
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

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]	455	455	455
μ sic X' [-]	2.94	1.77	2.94
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	455	455	455
μ sic Y' [-]	1.12	1.49	1.49
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	658	658	658
μ sic X' [-]	4.25	2.55	4.25
mu sic X' > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	658	658	658
μ sic Y' [-]	1.61	2.16	2.16
mu sic Y' > 1.1 ?	SI	SI	SI

Fondazione per basse sismicità con installazione di portale sbarre senza lame di terra

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]	475	451	451
μ sic X' [-]	1.93	1.03	1.03
mu sic X' > 1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	475	451	451
μ sic Y' [-]	1.49	2.63	2.63
mu sic Y' > 1 ?	SI	SI	SI

Combinazione A1-M1-R3 per rottura terreno

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]	701	678	678
μ sic X' [-]	3.08	1.62	1.62
mu sic X' > 1.1 ?	SI	SI	SI
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	701	678	678
μ sic Y' [-]	2.21	3.94	3.94
mu sic Y' > 1.1 ?	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:

- 0,32 m in direzione X;
- 0,42 m in direzione Y;

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

- 1,44 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 che corrisponde all'apparecchiatura sostegno isolante.

La tensione massima trasmessa al terreno è pari a 1,00 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:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 144 = 10,37 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 144 = 10,80 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 1,00 \times 144 = 144,00 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(144,00 - 10,37 - 10,80) / 100 \times 32^2 / 2 = 629 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(144,00 - 10,37 - 10,80) / 100 \times 42^2 / 2 = 1083 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

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: 144 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 6 Ø12;
- Armatura inferiore: 6 Ø12;

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

in direzione Y

Titolo : Isolatore 150 kV - Direzione Y

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	144	30	1	6.79	4.6
			2	6.79	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

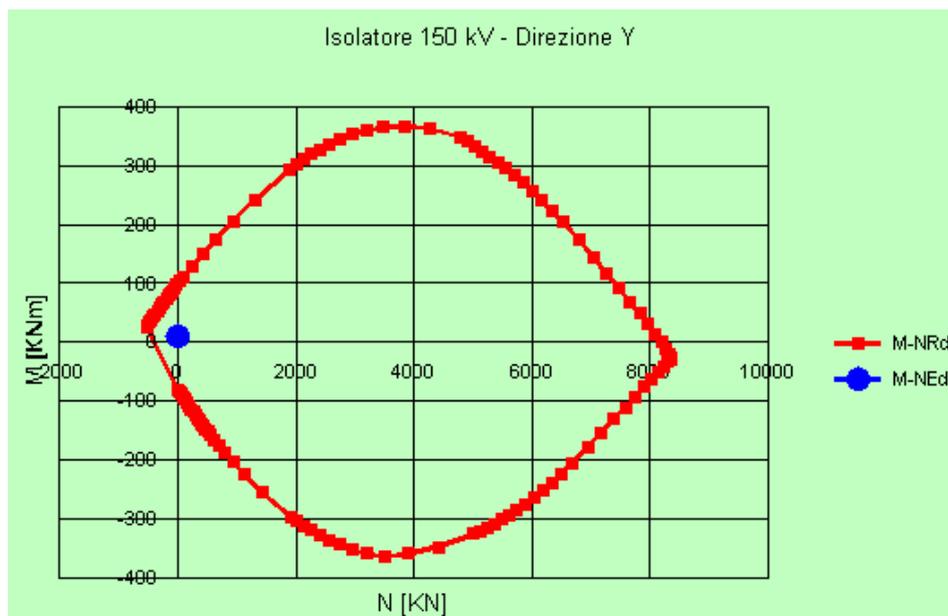
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



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: $(144,00 - 10,37 - 10,80) \times 32 = 3931$ daN;
- in direzione Y: $(144,00 - 10,37 - 10,80) \times 42 = 5159$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 16507$ daN.
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 3931$ daN.

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 16507$ daN.
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 5159$ 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 più sollecitato (apparecchiatura portale sbarre senza lame di terra) avente una sezione con le seguenti caratteristiche:

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

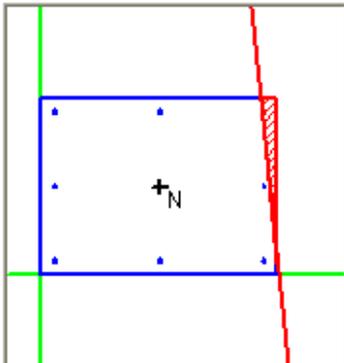
Titolo : Portale sbarre senza lame di terra 150 kV

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
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	40	55.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

angolo asse neutro θ°

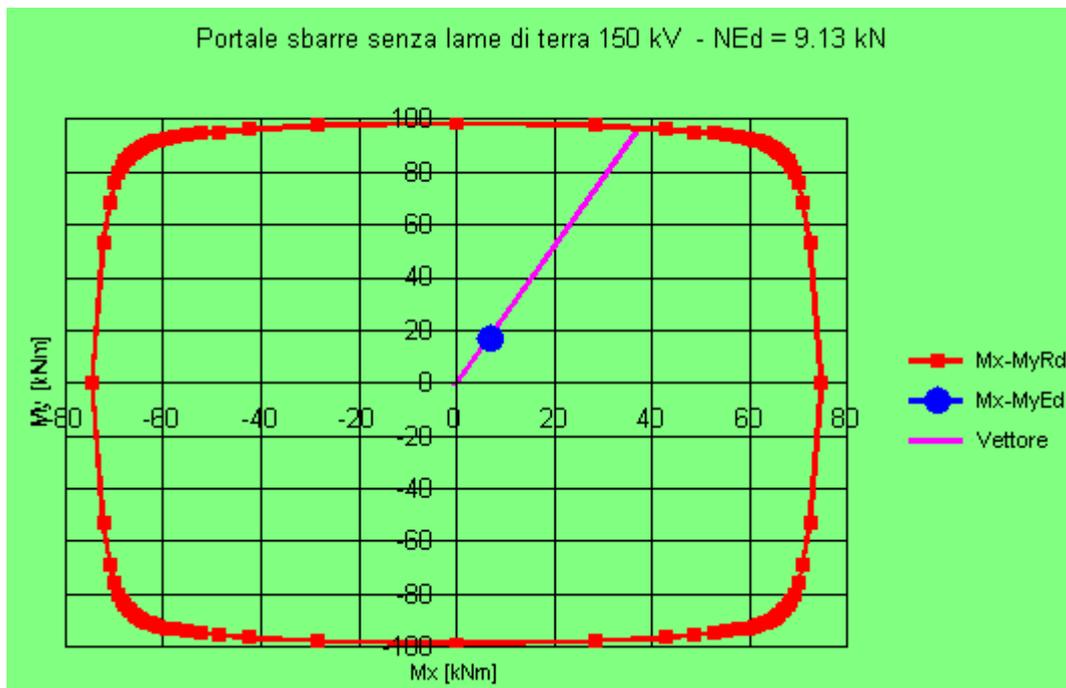
Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Precompresso



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 rigidità.

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 (preso pari a 4,17 Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata con l'apparecchiatura scaricatore che fornisce il valore di cedimento più alto..

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 = 13,83 kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 13,83 \cdot 1,44 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 0,82 = 0,0074 \text{ m} = 0,74 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{11,38}{1,44^2 \cdot 1,44} \cdot 4,17 = 0,0072$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,04 \text{ cm}$

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{3,41}{1,44^2 \cdot 1,44} \cdot 4,17 = 0,0022$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,31 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,09 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 TG2074/2 per impieghi in zona a bassa sismicità* Rev. 00 del luglio 2010; doc. TERNA DC DS3000 U ST 00052.
- [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 e mail successivo di rettifica inviato in data 4 agosto 2010.
- [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 senza lame di terra è adeguata per:

- vento con:
 - zona da 1 a 8
 - categoria di esposizione da I a V
 - $v_b = 25$ m/s nel caso di apparecchiatura isolatore
 - $v_b = 32,4$ m/s nel caso di apparecchiatura scaricatore
 - $v_b = 37,7$ m/s nel caso di apparecchiatura portale sbarre senza lame di terra
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - nel caso di apparecchiatura isolatore e scaricatore***
 - 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 $q = 1,5$
 - nel caso di apparecchiatura portale sbarre senza lame di terra***
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per il suolo D con i valori:
 - $a_g = 1,083$ g/10 $F_o = 2,87$ $T_C^* = 0,36$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,28$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,049$ g – fattore di struttura $q = 1,5$
 - momento statico massimo dell'apparecchiatura (rispetto alla superficie superiore della flangia di interfaccia del portale):
 - ≤ 75 kgm per apparecchiatura isolatore
 - ≤ 112 kgm per apparecchiatura scaricatore
 - ≤ 75 kgm per portale sbarre senza lame di terra
 - corto circuito con:
 - $I_{cc} \leq a$ 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 9°, in corrispondenza a coesione pari a $0,243$ daN/cm² ***nel caso di apparecchiatura isolatore***
 - di 8°, in corrispondenza a coesione pari a $0,279$ daN/cm² ***nel caso di apparecchiatura scaricatore***
 - di 8°, in corrispondenza a coesione pari a $0,270$ daN/cm² ***nel caso di apparecchiatura portale sbarre senza lame di terra***
 - livello di falda a quota inferiore al piano di posa della fondazione (**terreno non 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



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



LF

<i>Disegnato:</i>	02/08/2010
<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Redatto:</i>	Giulia Bergamo
<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

REVISIONI	N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
	00	02/08/2010	Prima emissione	M. Amorelli	V. Iuliani	E. Di Bartolomeo

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00052	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV	
RICAVATO DAL DOC. TERNA	SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00050 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00052 rev. 00	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	FONDAZIONE PER APPARECCHIATURE UNIPOLARI PORTALE SBARRE CON LT TG2074/3 PER IMPIEGHI IN ZONA A BASSA SISMICITÀ	

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00052_3	---	A4	---	01/28

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 TERNA S.p.A. Roma

Oggetto PARTE A) OTTIMIZZAZIONE DELL'IMPIEGO DELLE FONDAZIONI UNIFICATE PER APPARECCHIATURE DI SOTTOSTAZIONE
PARTE B) SVILUPPO DI UNA NUOVA SOLUZIONE FONDALE PER APPARECCHIATURE DI STAZIONE
Progettazione di una taglia di fondazioni per la serie 150 kV "a bassa sismicità"
Calcolo di verifica della fondazione per portale sbarre con lame di terra TG2074/3.

Ordine Contratto 3000034279 *Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2010* - Scheda SRI88 Rev. 00 AVELLINO4

Note Rev. 00 – AT10SRC005 – Lettera di trasmissione B0021494

PUBBLICATO B0021970 (PAD - 1366182)

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

N. pagine 27 **N. pagine fuori testo** 0

Data 2 agosto 2010

Elaborato SRC - Bergamo Giulia
B0021970.114975 AUT

Bergamo Giulia

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0021970.114963 VER

Gatti Fabrizio

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0021970.777241 APP



Mod. RISM v. 02

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)	13
4	TIPO DI VERIFICA	13
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.1	Stati limite ultimi.....	13
5.1.1	Combinazione fondamentale.....	13
5.1.2	Combinazioni eccezionali	14
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	16
7.1	Sollecitazioni massime sulle fondazioni	16
7.2	Verifica al ribaltamento.....	18
7.3	Verifica della capacità portante.....	19
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	19
7.5	Verifica strutturale.....	19
7.5.1	Verifica flessionale della piastra di base	20
7.5.2	Verifica a taglio della piastra di base	22
7.5.3	Verifica flessionale del batolo	22
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
9	CONCLUSIONI	25
10	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	25
	APPENDICE 1: Prescrizioni e limiti di utilizzo	26

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	02/08/2010	B0021970	Prima emissione

1 SCOPO

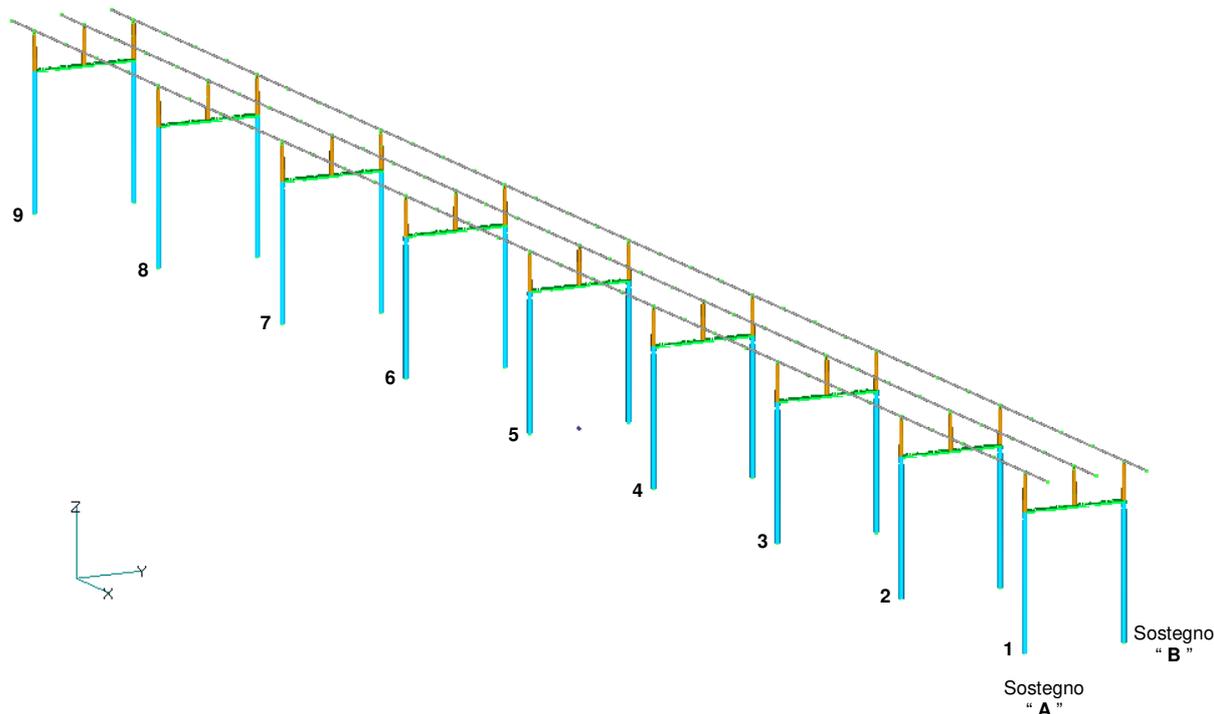
La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione avente la nuova taglia inferiore per apparecchiature unipolari TG2074/3 della sezione 132 – 150 kV, del tipo:

- 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 2 06-1)
- 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 1,90 × 1,20 × 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
0,924	2310	5Ø12	7Ø12	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 di sotto del piano di fondazione (terreno non saturo).

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'

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

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

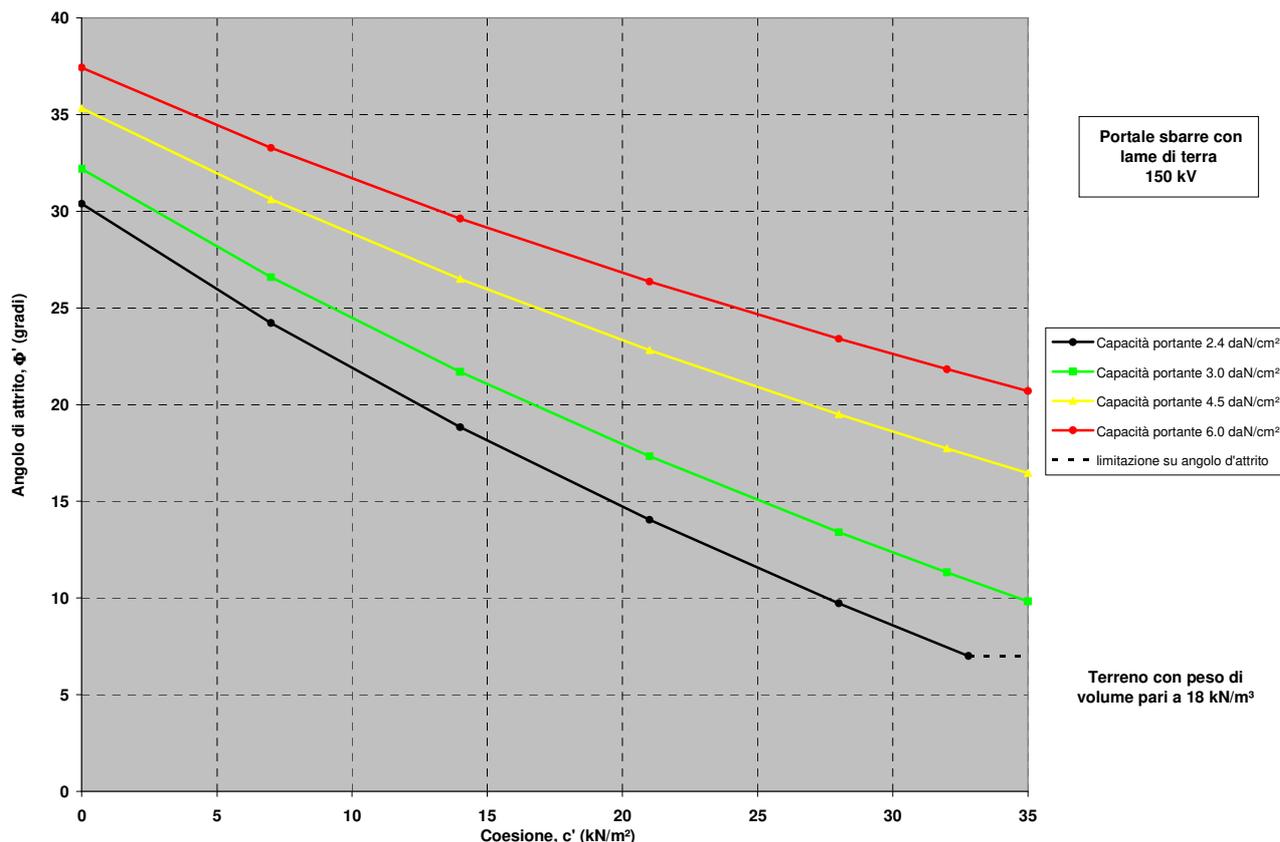
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 7°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,328 daN/cm².

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 I;
- 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: 30 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

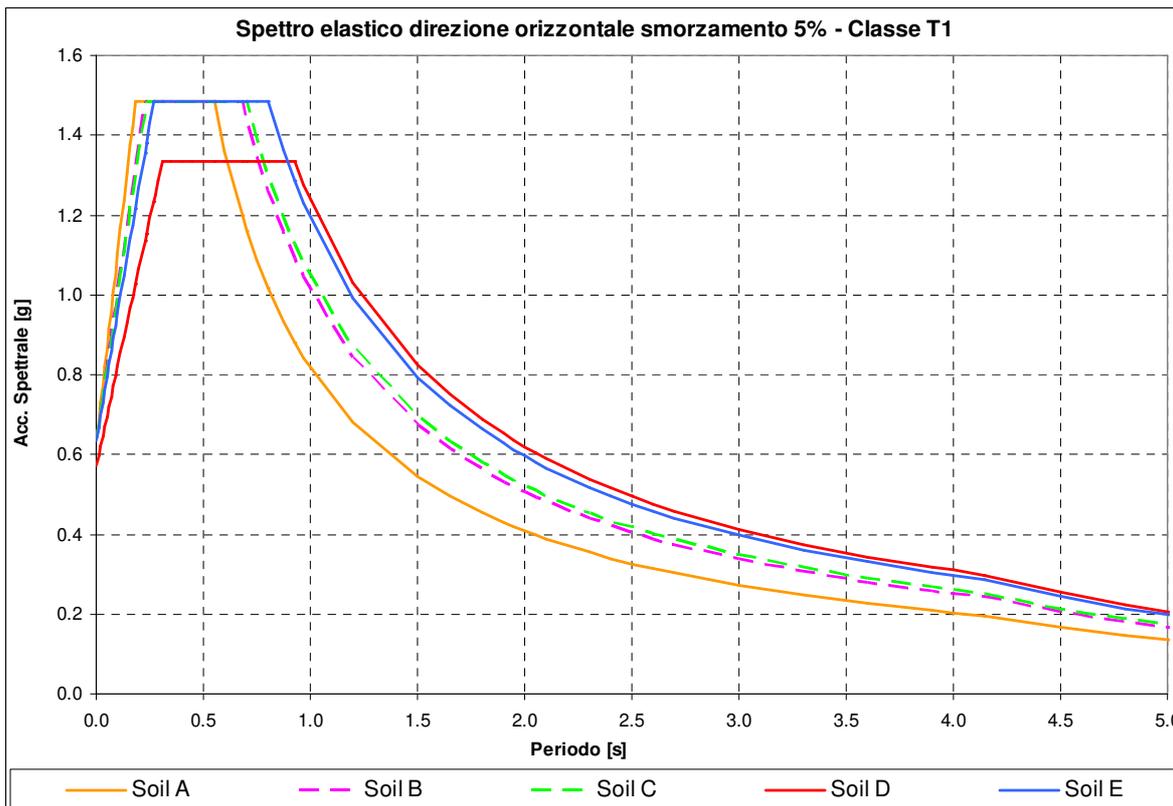
La normativa sismica (rif. [3]) prevede che l'azione sismica rappresentante il moto di un punto della superficie terrestre sia descritta da uno spettro di risposta elastico, uguale per entrambe le direzioni ortogonali orizzontali nelle quali si immagina scomposto il moto. In mancanza di studi specifici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

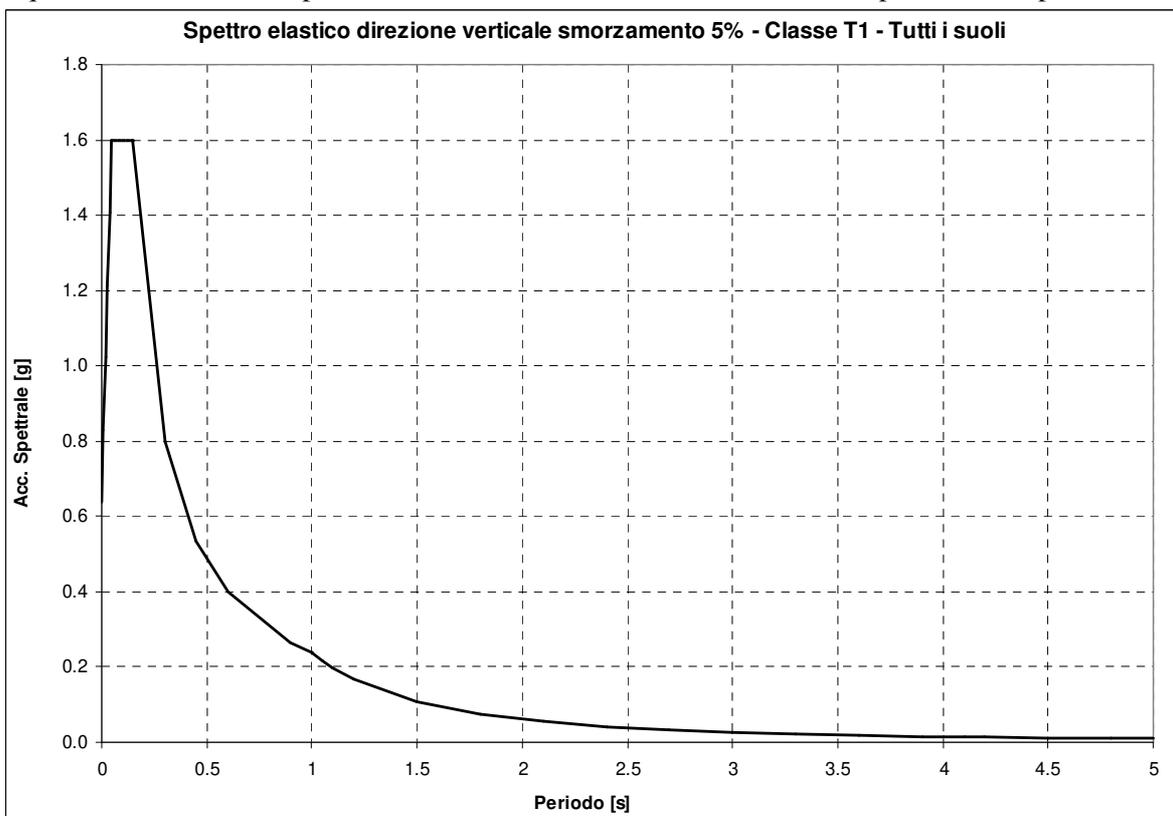
Nel diagramma sotto riportato sono rappresentati, per tutte le categorie di suolo, gli spettri relativi al periodo di ritorno di 2475¹ anni valutati nei due punti griglia (vedi tabella sottostante) a più alto valore di a_g individuati sul territorio nazionale (i due punti si trovano in Sicilia nella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

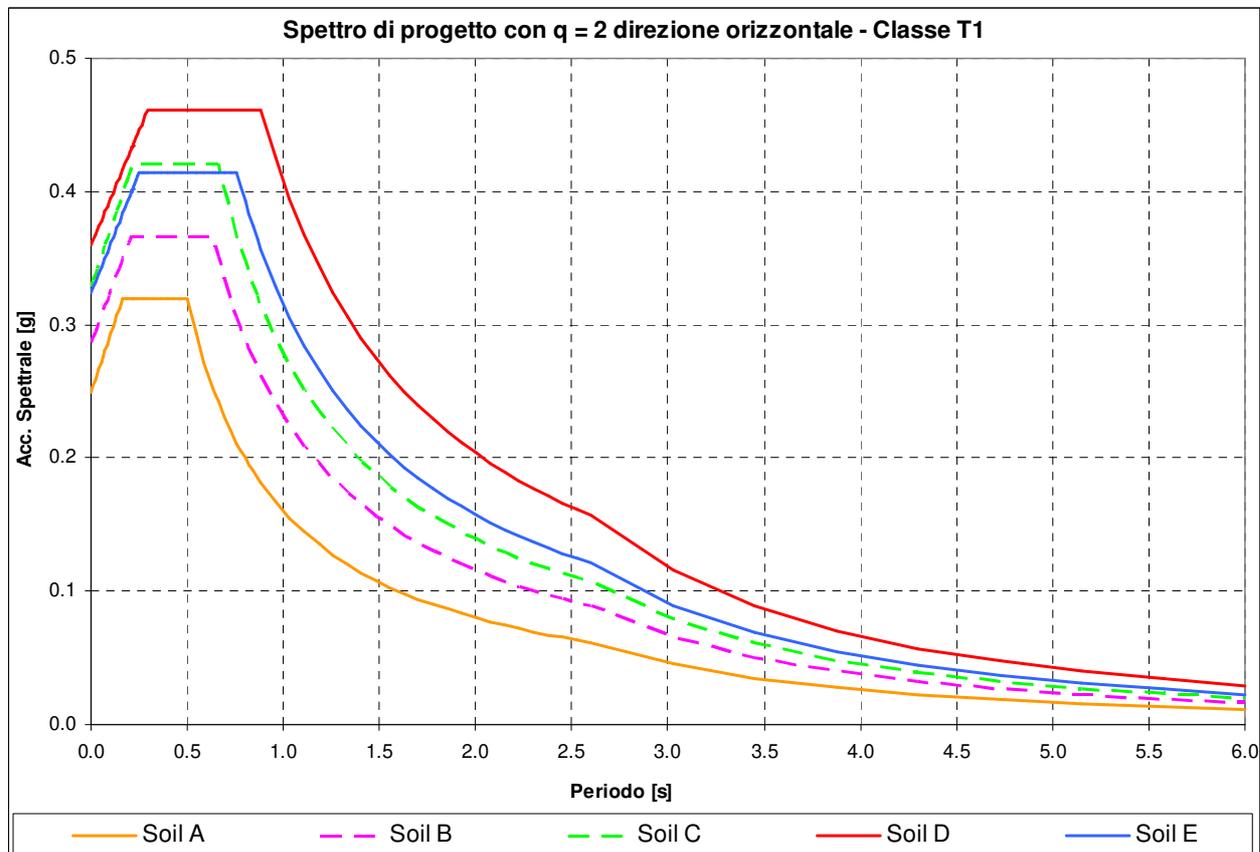
La fondazione oggetto del presente rapporto per soddisfare le verifiche agli S.L.U. ha richiesto di adottare un’intensità sismica diversa dal valore massimo individuato sul territorio nazionale, i valori di riferimento sono i seguenti:

ID	Lon	Lat	a_g [g/10]	F_0	T_C^* [s]	Plateau orizzontale di progetto [g/10]	ZPA verticale di progetto [g/10]
30778	7,1376	45,568	2,5	2,56	0,5	4,608	1,688

Il valore del plateau è stato calcolato per il punto griglia indicato per un suolo tipo D, in quanto questo suolo dà un valore di plateau superiore a tutte le altre tipologie di suolo. Poiché tutte le azioni sul portale sbarre sono state calcolate con un modello, la valutazione delle azioni sismiche nelle tre direzioni ortogonali è stata eseguita dando gli spettri (uno per le direzioni orizzontali e uno per la direzione

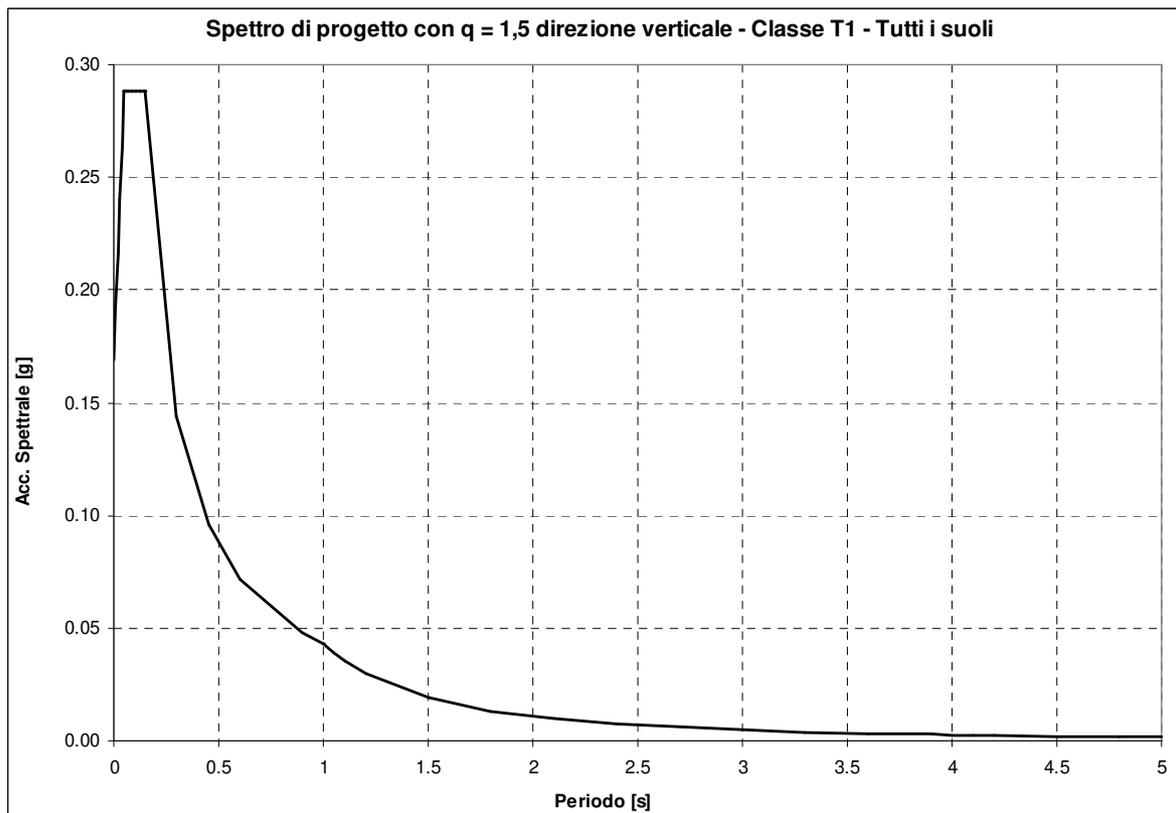
verticale) in input al modello. Quindi la fondazione del portale sbarre con lame di terra è verificata per questo spettro oggetto della verifica.

Il diagramma che segue riporta lo spettro di progetto relativo a tutti i suoli per le componenti orizzontali, con valore a_g pari a 2,5 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 2,5 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] X	Pinch [N] Y (direzione di linea)	Drop [N]	
			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 portale 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 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 esposte 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	1185	-296	716	200	-445
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	802	-193	1245	361	-306
	Minima azione assiale	EQU	802	-193	1245	361	-306

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	1211	-296	876	200	-3354
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	EQU	746	-193	1534	361	-3215
	Minima azione assiale	EQU	746	-193	1534	361	-3215

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]	7.0
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.122
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.328
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Indice dei vuoti, e [-]	0.11
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	1800
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	0
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	400
Peso specifico calcestruzzo, γ_{clz} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{clz} [daN/m ³]	2500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX' [cm]	120
Lato piastra in direzione Y, BY' [cm]	190
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_n [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 obbligata.

Combinazione EQU

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X' [daNm]	1211	746	746
M stab X' [daNm]	3186	3054	3054
$\mu_{rib X'}$ [-]	2.63	4.09	4.09
$\mu_{rib X'} > 1$?	S/	S/	S/
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y' [daNm]	876	1534	1534
M stab Y' [daNm]	2012	1929	1929
$\mu_{rib Y'}$ [-]	2.30	1.26	1.26
$\mu_{rib Y'} > 1$?	S/	S/	S/

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]	0.36	0.23	0.23
<i>Controllo parzializzazione</i>	plinto parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X', eX' [m]	0.26	0.48	0.48
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione parzializza	fondazione parzializza
eY' / BY' [-]	0.190	0.122	0.122
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX' / BX' [-]	0.218	0.398	0.398
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	22800		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	4.263	9.436	9.436
Tensione terreno, σ_t [daN/cm ²]	0.63	1.33	1.33
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	3.83	1.80	1.80
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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 obbligata.

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]	412	395	395
$\mu_{sic} X' [-]$	2.06	1.09	1.09
mu sic X' > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y', FY' [daN]	412	395	395
$\mu_{sic} Y' [-]$	1.39	2.04	2.04
mu sic Y' > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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:

- 0,20 m in direzione X;
- 0,65 m in direzione Y;

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

- 1,20 m in direzione X;
- 1,90 m 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 $0,89 \text{ daN/cm}^2$.

I carichi per unità di lunghezza applicati alla trave sono:

in direzione X

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 190 = 13,68 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 190 = 14,25 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,89 \times 190 = 169,12 \text{ daN/cm}$.

in direzione Y

- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno:
 $q_t = 1800 \times 10^{-6} \times 40 \times 120 = 8,64 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo:
 $q_{cls} = 2500 \times 10^{-6} \times 30 \times 120 = 9,00 \text{ daN/cm}$;
- carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione massima del terreno:
 $q = 0,89 \times 120 = 106,81 \text{ daN/cm}$.

Il momento flettente massimo è quindi:

- in direzione X: $(169,12 - 13,68 - 14,25) / 100 \times 20^2 / 2 = 282 \text{ daN}\cdot\text{m}$;
- in direzione Y: $(106,81 - 8,64 - 9,00) / 100 \times 65^2 / 2 = 1884 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

Si verifica la sezione più sollecitata che risulta essere quella in direzione Y con le seguenti caratteristiche:

in direzione Y

- Sezione: 120 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm;
- Armatura superiore: 5 $\varnothing 12$;
- Armatura inferiore: 5 $\varnothing 12$;

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

in direzione Y

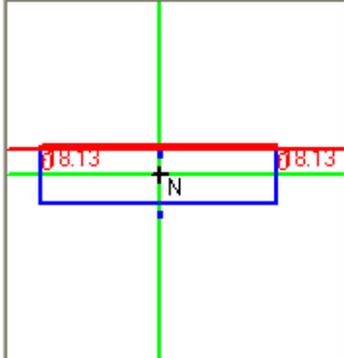
Titolo : Portale sbarre con lame di terra 150 kV - Direzione Y

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	120	30

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	5.65	4.6
2	5.65	35.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

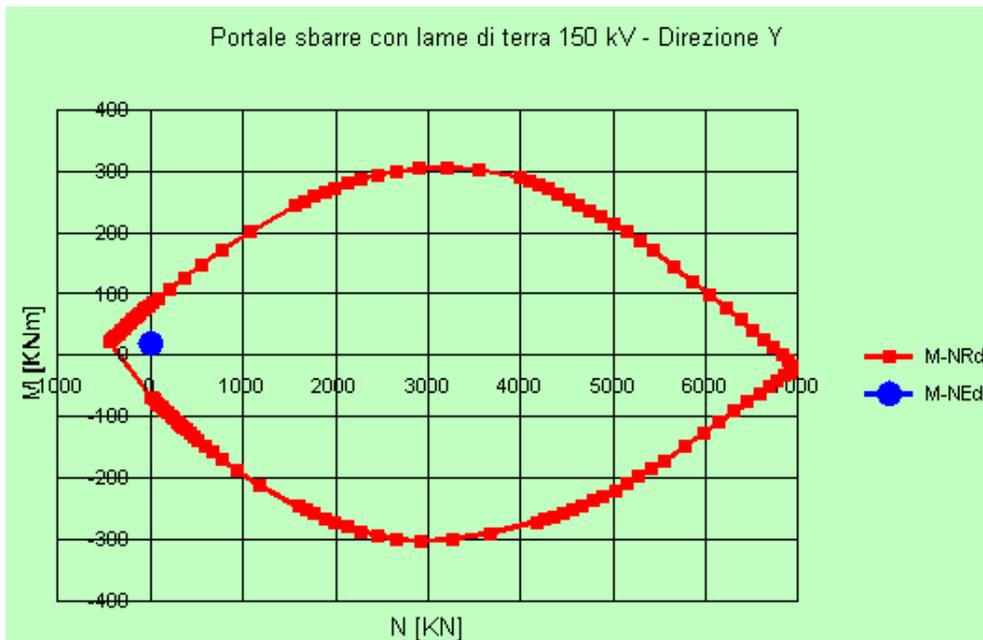
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

N* rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

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: $(169,12 - 13,68 - 14,25) \times 20 = 2824$ daN;
- in direzione Y: $(106,81 - 8,64 - 9,00) \times 65 = 5796$ daN.

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

direzione X

- Resistenza taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 15388$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 2824$ daN

direzione Y

- Resistenza a taglio su sezione normale: $V_{Rd} = 18687$ daN
- Sollecitazione di taglio su sezione normale: $V_{Ed} = 5796$ 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.

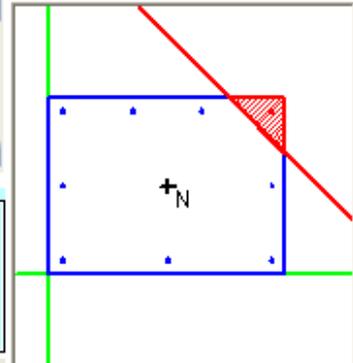
Titolo : Fondazione portale sbarre con lame di terra 150 kV

N° Vertici Zoom N° barre 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]
1	0.79	4.5	4.5
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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

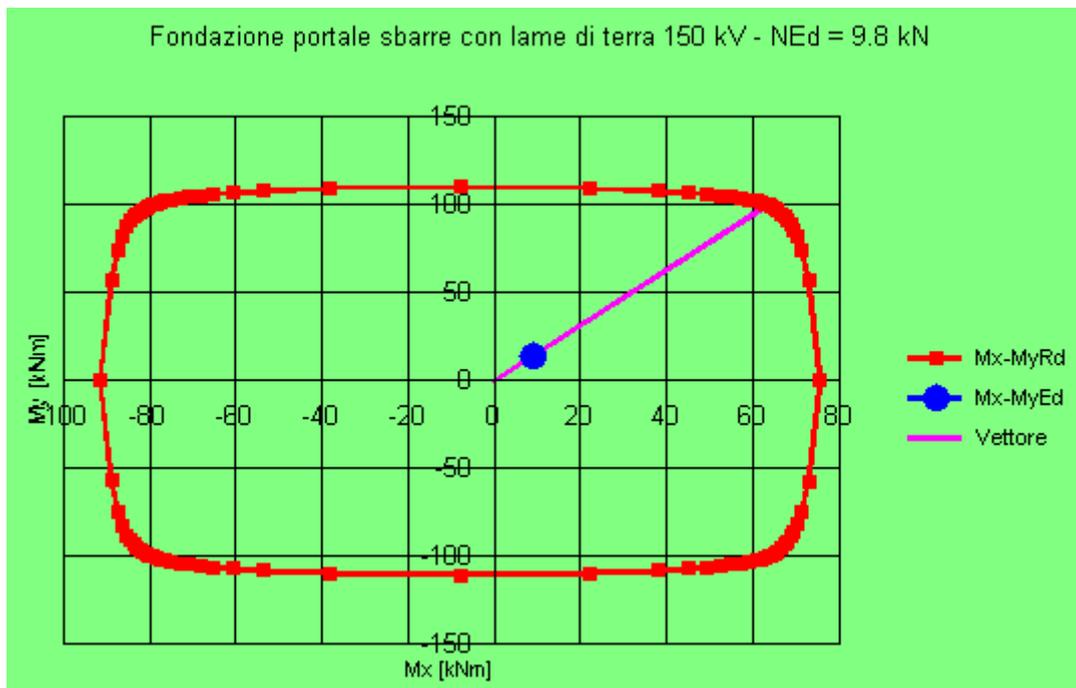
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="18.81"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12.25"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



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 (preso pari a 4,47 Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 2$ MPa (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,07$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,58$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 17,49$ kPa, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 17,49 \cdot 1,20 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,07 = 0,01024 \text{ m} = 1,024 \text{ cm}$$

$$\text{Rotazione attorno all'asse y} \quad \tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{14,95}{1,2^2 \cdot 1,9} \cdot 4,47 = 0,0111$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 1,33$ cm

$$\text{Rotazione attorno all'asse x:} \quad \tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{2,05}{1,9^2 \cdot 1,2} \cdot 4,47 = 0,0010$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,18 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 2,54 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 TG2074/3 per zone a bassa sismicità Rev. 00* del luglio 2010; doc. TERNA DC DS3000 U ST 00052.
- [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 I a V
 - $v_b = 30$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - accelerazione spettrale secondo NTC costruita per il suolo D con i valori:
 - $a_g = 2,5$ g/10 $F_o = 2,56$ $T_C^* = 0,5$ s
 - valore orizzontale del plateau $\leq 0,461$ g – fattore di struttura $q = 2$
 - valore verticale dello ZPA $\leq 0,169$ 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:
 - $I_{cc} \leq a$ 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 7° , in corrispondenza a coesione pari a $0,328$ daN/cm²
- livello di falda al di sotto del piano di fondazione (**terreno non 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