



 Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.	<i>Data:</i>	10/05/2010
	<i>Progettista:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Redatto:</i>	Alessandro Cadore
	<i>Verificato:</i>	Fabrizio Gatti
	<i>Approvato:</i>	Luigi Ferrari

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

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO	
Relazione di calcolo	R C DS3000 U ST 00050	
PROGETTO	TITOLO	
UNIFICATO STAZIONI TERNA	STAZIONI ELETTRICHE A 132 kV SCHEMATICO DI RIFERIMENTO: B C DS3000 U ST 00048 rev. 00 COSTRUTTIVO DI RIFERIMENTO: D C DS3000 U ST 00050 rev. 00 FONDAZIONE PER TRE TRASFORMATORI DI TENSIONE TV AFFIANCATI TG2074/2	
RICAVATO DAL DOC. TERNA		

CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		

NOME DEL FILE	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
R C DS3000 U ST 00050_2	---	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 STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI
Lotto 150 kV
Calcolo di verifica della fondazione monoblocco per 3 Trasformatori di tensione TV affiancati

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

Note Rev. 00 – Lettera di trasmissione B0012627
 I rapporti B0011596 e B0011615 sostituiscono ed annullano il rapporto A8029483

PUBBLICATO B0011615 (PAD - 1331213)

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

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

Data 10 maggio 2010

Elaborato SRC - Cadore Alessandro
B0011615 114933 AUT

Verificato SRC - Gatti Fabrizio
B0011615 114965 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
B0011615 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	11
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.....	13
7.2	Verifica al ribaltamento.....	15
7.3	Verifica della capacità portante.....	16
7.4	Verifica a scorrimento sul piano di posa	16
7.5	Verifica strutturale.....	17
7.5.1	Verifica flessionale della fondazione	17
7.5.2	Verifica flessionale del batolo	22
8	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
9	CONCLUSIONI	25
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	10/05/2010	B0011615	Prima emissione

1 SCOPO

La presente relazione è relativa alla verifica strutturale della fondazione monoblocco per Trasformatori di tensione TV.

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

- TVI 145 kV;
- TVC 145 kV;
- TVI 170 kV;
- TVC 170 kV senza e con BOC tipo C.

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 trasformatori di tensione TV è illustrata nel disegno di riferimento [2]. Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale sono impostati tre batoli, che costituiscono ciascuno il plinto di appoggio di un trasformatore di tensione TV.

La piastra ha dimensioni di 5,20 × 3,00 × 0,3 m; ogni 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 ([3]) disposti a maglia quadrata con interasse di 400 mm, per l'installazione delle apparecchiature. Il batolo centrale è posizionato sulla mezzeria della piastra nel senso della dimensione maggiore. Il centro geometrico degli altri batoli è posizionato a 2,20 m dal batolo centrale (distanza tra le fasi). Tutti i batoli sono centrati nel senso della dimensione minore della fondazione.

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, lato lungo, armatura superiore e inferiore	Ferri della piastra di base, lato corto, armatura superiore e inferiore	Ferri verticali batolo
5,400	13 500	18Ø14	11Ø14	9Ø10

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 $\gamma_{cls} = 2 500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 $f_{yk} = 4 500 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio $\gamma_s = 1,15$ (Par. 4.1.2.1.1.3 di [4]);
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3 913 \text{ daN/cm}^2$.

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 $\phi' = 13^\circ$, 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

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

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

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

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

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

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

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'

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

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

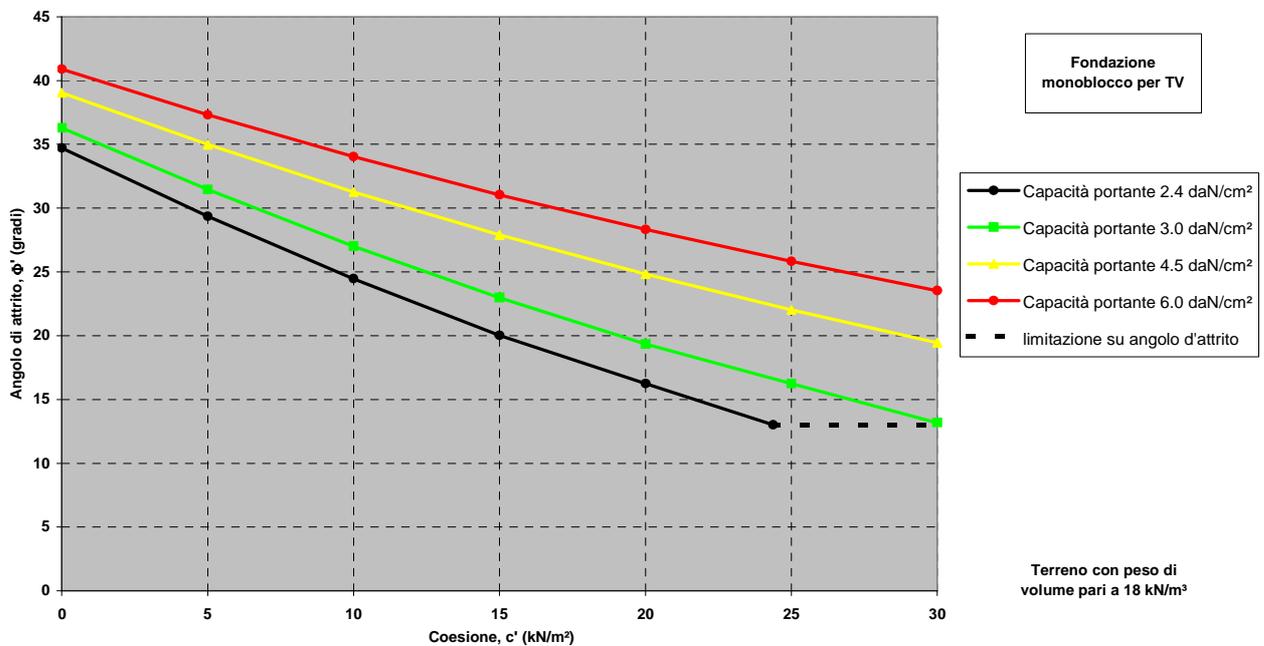
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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 al trasformatore di tensione TVC 170 kV con BOC tipo C ed alla combinazione di carico Sismica, 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 13°, in corrispondenza ad una coesione pari a 0,24 daN/cm².

2.4 Caratteristiche del terreno

Le verifiche che seguono sono state effettuate nell'ipotesi più conservativa per le stesse di terreno coesivo, 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 $\Phi' = 13^\circ$;

- Coesione $c' = 0,24 \text{ daN/cm}^2$.

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. [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 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. [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]
Trasformatore di tensione	90	180

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 III;
- il coefficiente c_p di forma viene considerato pari a 0,7; tale valore è stato verificato, per ogni singolo abbinamento sostegno/apparecchiatura, in base alla formulazione di c_p per corpi cilindrici riportata al paragrafo C3.3.10.6 di [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].

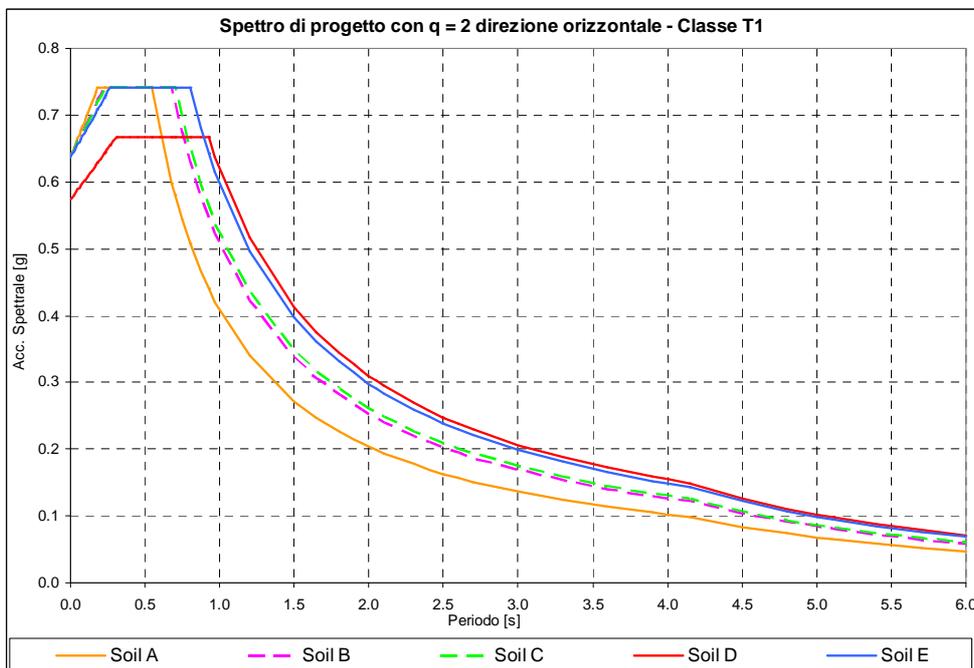
Di seguito sono illustrati gli spettri impiegati nella verifica.

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 técnicas generales. Diseño sísmico- Versión resumida*, di largo impiego nella qualificazione sismica di apparecchiature elettromeccaniche di sottostazione per via sperimentale ed analitica.

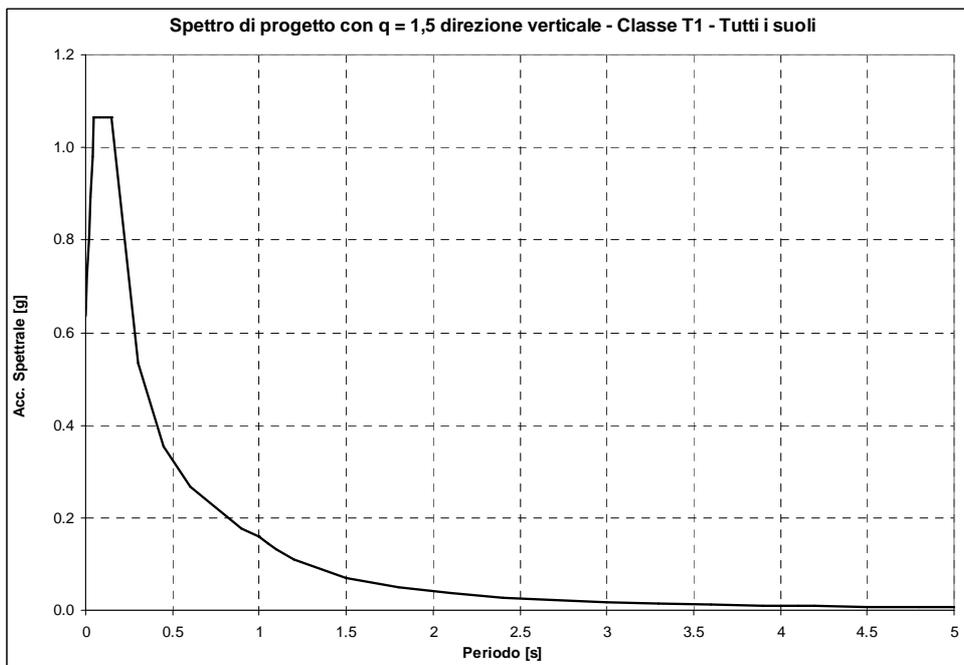
3.6.2 Componenti orizzontali

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, per quanto concerne il trasformatore di tensione, 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 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
Trasformatore di tensione TV	460	0	1 975	4 843

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, per quanto concerne il trasformatore di tensione, 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. [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:

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. [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;

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. [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 i fenomeni citati sono quelle relative al comportamento nei confronti della combinazione Sismica (ribaltamento attorno a X e Y, rispettivamente assi ortogonale e parallelo alla direzione di linea, e scorrimento sul piano di posa in direzione X e Y), della combinazione fondamentale SLU A1-M1-R3 (capacità portante del terreno). Nel seguito vengono espone 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 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, in sicurezza, 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, sia uniformemente distribuita sull'area della fondazione stessa.

Non si ritiene necessaria la verifica a punzonamento, dati la geometria e le entità dei carichi normali trasmessi.

Si verifica inoltre a presso-flessione deviata la sezione d'incastro del singolo 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

Per la verifica della fondazione si sono considerate tre differenti condizioni estreme di carico trasmesso alla fondazione:

- 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 Sismica 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 globali applicate dalle strutture di supporto delle apparecchiature alla base superiore dei batoli.

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	Sismica	11 721	2 707	3 516	812	-2 468
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	Sismica	3 516	812	11 721	2 707	-2 468
	Minima azione assiale	Sismica	3 516	812	3 516	812	-1 132

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente M_y [daN·m]	Taglio T_x [daN]	Momento flettente M_x [daN·m]	Taglio T_y [daN]	Azione assiale massima N [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (x)	SLU A1-M1-R3	7 549	2 052	3 760	961	-3 953
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (y)	SLU A1-M1-R3	5 043	1 411	6 267	1 602	-3 953
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	5 043	1 411	3 760	961	-3 953

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:

- $MX = M_x + T_y \cdot H$
- $MY = M_y + T_x \cdot H$

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.

- $TX = T_x$
- $TY = T_y$
- $NZ = N_z + P$

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 e relativi ai tre sostegni, definiti secondo gli assi X e Y sono quindi:

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN-m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN-m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	Sismica	15 524	2 707	4 166	812	-12 690
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	Sismica	4 804	812	13 887	2 707	-12 690
	Minima azione assiale	Sismica	5 482	812	4 166	812	-5 721

Apparecchiatura	Condizione di sollecitazione	Combinazione di carico	Momento flettente MY [daN-m]	Taglio X [daN]	Momento flettente MX [daN-m]	Taglio Y [daN]	Azione assiale massima NZ [daN]
Trasformatore di tensione TV	Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea (X)	SLU A1-M1-R3	9 784	2052	4 529	961	-20 379
	Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea (Y)	SLU A1-M1-R3	6 765	1 411	7 548	1 602	-20 379
	Minima azione assiale	SLU A1-M1-R3	6 765	1 411	4 529	961	-20 379

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]	13
Angolo attrito terreno, Φ [rad]	0.227
Coesione terreno, c [daN/cm ²]	0.24
Peso specifico terreno, γ_1 [daN/m ³]	1800
Peso volume immerso, γ' [daN/m ³]	900
Peso specifico acqua, γ_a [daN/m ³]	1000
Caratteristiche calcestruzzo	
Rck calcestruzzo [daN/cm ²]	250
Peso specifico calcestruzzo, γ_{ds} [daN/m ³]	2500
Peso volume immerso calcestruzzo, γ'_{ds} [daN/m ³]	1500
Dimensioni fondazione	
Lato piastra in direzione X, BX [cm]	520
Lato piastra in direzione Y, BY [cm]	300
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
Eccentricità batolo, e_{BX} [cm]	0
Altezza batolo, D [cm]	50
Altezza piastra, d [cm]	30
Spessore fondazione, sp [cm]	80
Spessore fondazione fuori terra, sp ₁ [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 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 Sismica

Verifica a ribaltamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib X [daNm]	14,524	4,804	5,482
M stab X [daNm]	19,035	19,035	8,582
$\mu_{rib X}$ [-]	1.31	3.96	1.57
$\mu_{rib X} > 1$?	Sì	Sì	Sì
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
M rib Y [daNm]	4,166	13,887	4,166
M stab Y [daNm]	32,993	32,993	14,875
$\mu_{rib Y}$ [-]	7.92	2.38	3.57
$\mu_{rib Y} > 1$?	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 AI-MI-R3 (minimo rapporto $R_i - \sigma_{rott\ terr} / \sigma_{terreno}$)

Verifica a schiacciamento			
	Massimo momento attorno asse trasversale linea	Massimo momento attorno asse parallelo linea	Minima azione verticale
Eccentricità lungo Y, eY [m]	0.48	0.33	0.33
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.22	0.37	0.22
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.160	0.111	0.111
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.043	0.071	0.043
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	156,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	2.225	2.093	1.920
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.29	0.27	0.25
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	8.26	8.78	9.57
sigma rott terr / sigma t > 2.3 ?	SI	SI	SI

Combinazione Sismica (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]	1.14	0.38	0.96
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione parzializza	fondazione non parzializza	fondazione parzializza
Eccentricità lungo X, eX [m]	0.33	1.09	0.73
<i>Controllo parzializzazione</i>	fondazione non parzializza	fondazione parzializza	fondazione non parzializza
eY / BY [-]	0.382	0.126	0.319
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
eX / BX [-]	0.063	0.210	0.140
<i>Controllo massima parzializzazione</i>	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile	eccentricità ammissibile
Area di base della fondazione, A [cm ²]	156,000		
Coeff. moltiplicativo sforzo normale centrato, k [-]	6.803	3.370	5.667
Tensione terreno, σ_t [dall/cm²]	0.55	0.27	0.21
$\sigma_{rott\ terr} / \sigma_t$	4.34	8.76	11.55
sigma rott terr / sigma t > 1 ?	SI	SI	SI

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 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]	2,930	2,930	1,321
μ sic X [-]	3.61	1.08	1.63
mu sic X > 1 ?	Sì	Sì	Sì
Forza attrito in direzione Y, FY [daN]	2,930	2,930	1,321
μ sic Y [-]	1.08	3.61	1.63
mu sic Y > 1 ?	Sì	Sì	Sì

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 quelli di:

- trave continua su tre appoggi (direzione Y) con due luci di lunghezza 2,20 m e due mensole laterali di lunghezza 0,40 m (lunghezza complessiva 5,20 m), larghezza 3,00 m (direzione X) e spessore 0,30 m; gli appoggi sono in corrispondenza dell'asse verticale delle carpenterie di sostegno dei trasformatori;
- trave semplicemente appoggiata di luce 3,00 m (direzione X), larghezza 5,20 m (direzione Y) e spessore 0,30 m.

La trave si considera uniformemente caricata nel modo seguente:

- dal peso della fondazione stessa;
- dal peso del terreno sovrastante;
- dalla reazione del terreno, assunta corrispondente alla pressione massima e considerata agente su tutta la superficie di base della trave (con direzione opposta ai precedenti).

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 massima trasmessa al terreno è pari a 0,55 daN/cm² (da combinazione sismica).

I carichi per unità di lunghezza applicati alle travi sono:

Direzione Y

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 3,00 = 1\ 350$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 3,00 = 1\ 080$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,55 \times 100 \times 300 = 16\ 500$ daN/m (con direzione opposta ai precedenti).

Direzione X

- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del calcestruzzo: $q_{cls} = 1500 \times 0,30 \times 5,20 = 2\ 340$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto al peso del terreno: $q_{terr} = 900 \times 0,40 \times 5,20 = 1\ 872$ daN/m;
- Carico per unità di lunghezza dovuto alla reazione del terreno: $q = 0,55 \times 100 \times 520 = 28\ 600$ daN/m (con direzione opposta ai precedenti).

Valutazione momenti in Direzione Y

Titolo: Fondazione unica TV 150 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 1

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	3.0	14070	0	1

App.	Largh.
1	5.2
2	5.2

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"/>

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 10,000

Scale fisse Taglio 1: 50,000

Freccia 1: 0.2

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

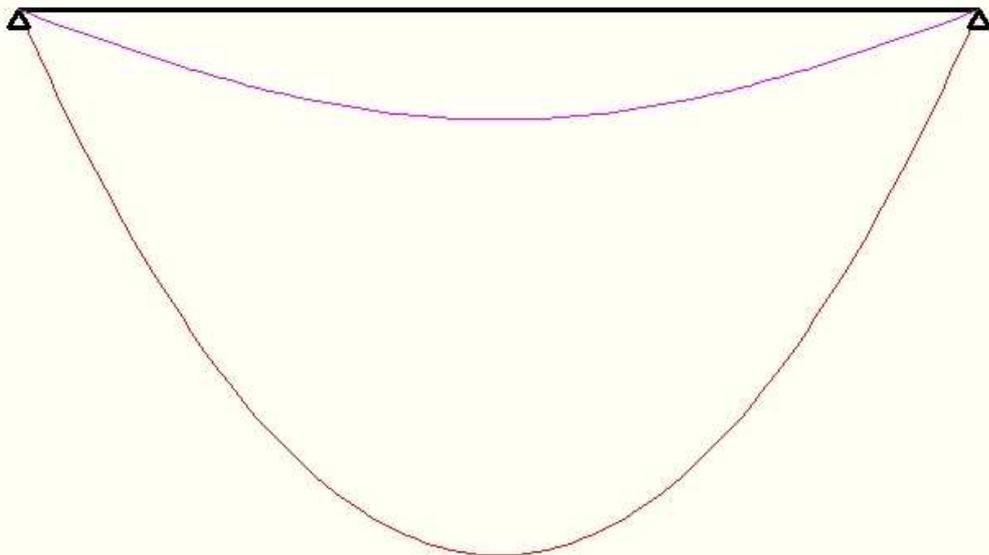
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	15,829	1.5	15,829	1.5	6.34E-02	-2.78E-17
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		21,105	21,105	21,105
2	-21,105		21,105	21,105

File : Platea_trave_2_appoggi - Fondazione unica TV 150 kV - Trave su due appoggi - Direzione Y
Scala momenti 1:10000 - Sollecitazioni SLU
Scala Freccie 1:0.2



M min	0		0
M max		15,829	
R max	21,105		21,105
R min	21,105		
f max		6.34E-02	
f min		-2.78E-17	

Il momento flettente massimo è pari a 15 829 daN·m.

Valutazione momenti in Direzione X

Titolo: Fondazione unica TV 150 kV - Trave su tre appoggi - Direzione X

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 4

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	0.4	24388	0	1
2	2.2	24388	0	1
3	2.2	24388	0	1
4	0.4	24388	0	1

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

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"/>

δ 1 ? **Calcolo**

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

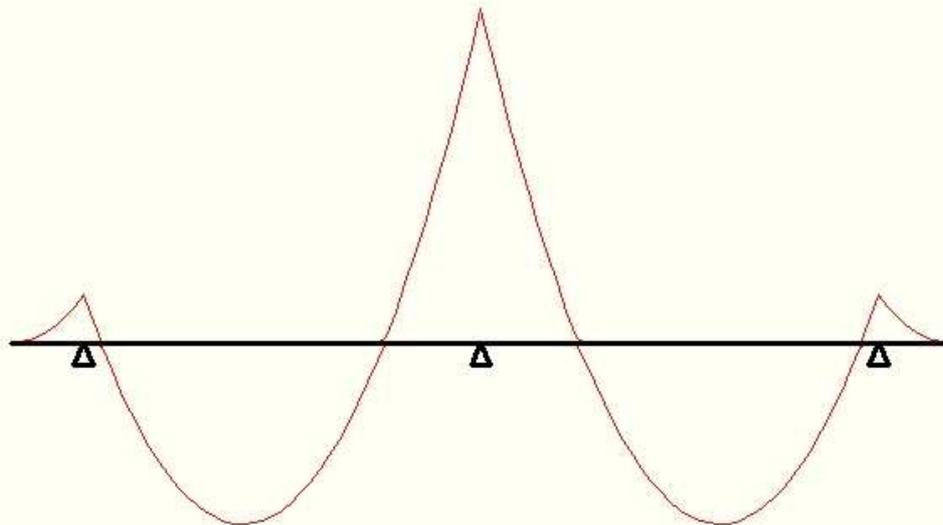
DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		-1.23E-02	-1.23E-02
m	0	0	0	0		
2	-1,951		-1,951			
m	7,481	0,8905	7,481	0,8905	2,05E-02	2,05E-02
3	-13,779		-13,779			
m	7,481	1,31	7,481	1,31	2,05E-02	2,05E-02
4	-1,951		-1,951			
m	9,747E-11	0,4	9,747E-11	0,4		

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-9,755	21,450	31,206	31,206
3	-32,203	32,203	64,406	64,406
4	-21,450	9,755	31,206	31,206
5	-0,00218		0	0

File : Platea_trave_3_appoggi - Fondazione unica TV 150 kV - Trave su tre appoggi - Direzione X
Scala momenti 1:10000 - Sollecitazioni SLU



M min	0	-1,951		-13,779		7,481		-1,951	-9,747E-11
M max	0		7,481		64,406		7,481		-9,747E-11
R max	0	31,206		64,406		31,206		31,206	0
R min	0	31,206		64,406		31,206		31,206	0

Il momento flettente massimo è pari a 13 779 daN·m.

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

- Sezione: 300 x 30 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura superiore: 11 Ø14
- Armatura inferiore: 11 Ø14

Titolo: Fondazione unica TV 150 kV - Flessione in direzione X

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	30	1	16.93	4.6
			2	16.93	25.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 137.79 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

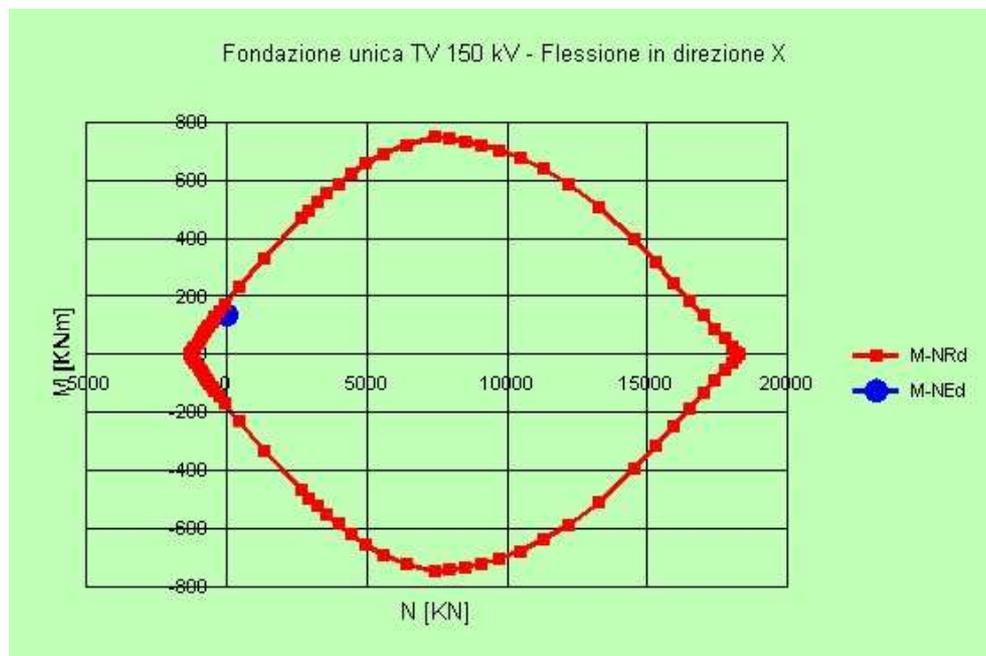
M_{xRd} 182.7 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 27.21 ‰
 d 25.4 cm
 x 2.895 x/d 0.114
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



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

7.5.2 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 Ø10
- II livello armatura: 2 Ø10
- III livello armatura: 3 Ø10

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 con combinazione Sismica, la più penalizzante per la struttura.

Massimo momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Titolo : Fondazione trasformatori TV 132-150 kV - Flessione batolo

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	0.79	4.5	4.5
2	80	0	2	0.79	40	4.5
3	80	60	3	0.79	75.5	4.5
4	0	60	4	0.79	4.5	30
			5	0.79	4.5	57.5
			6	0.79	75.5	30

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

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

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

Sezione C...
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

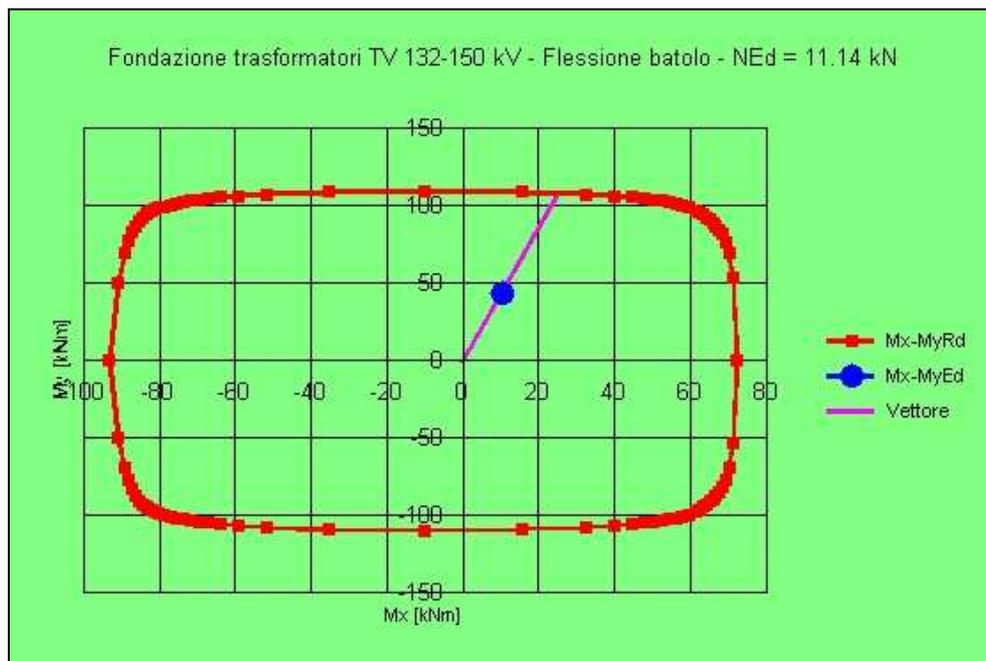
N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

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



Massimo momento attorno ad un asse trasversale alla linea

Titolo: Fondazione trasformatori TV 132-150 kV - Flessione batolo

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 9 **Zoom**

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.79	4.5	4.5
2	0.79	40	4.5
3	0.79	75.5	4.5
4	0.79	4.5	30
5	0.79	4.5	57.5
6	0.79	75.5	30

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 11.139 kN
M_{xEd} 34.559 kNm
M_{yEd} 13.075 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 20.78 kN m
M_{yRd} 110.1 kN m
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 52.01 ‰
d 78.97 cm
x 4.979 x/d 0.06305
δ 0.7

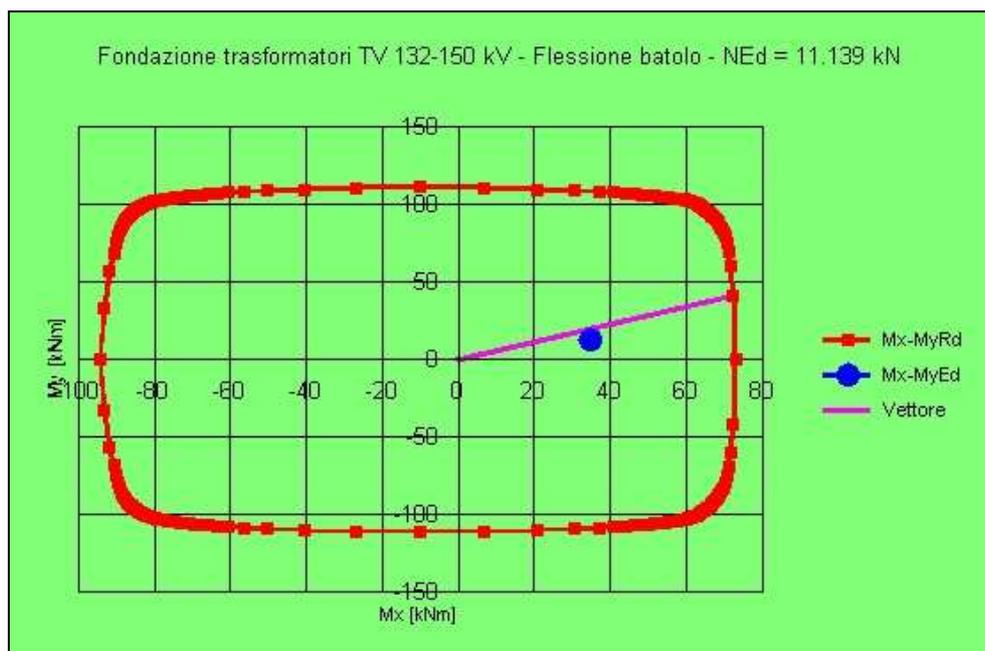
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C...
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 73.75
 Precompresso



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).

E' 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 rigidità.

Nell'ipotesi di $E' = 2 \text{ MPa}$ (valore riferibile ad argille poco consistenti), $\nu = 0,3$, $I_w = 1,12$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $L/B = 1,73$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982), $q = 8,13 \text{ kPa}$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 8,13 \cdot 3,00 \cdot \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot 1,12 = 0,0125 \text{ m} = 1,25 \text{ cm}$$

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 4,51, Bowles 1982).

Rotazione attorno all'asse y:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{41,66}{5,20^2 \cdot 3,00} \cdot 4,51 = 0,0011$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot L = 0,32$ cm

Rotazione attorno all'asse x:
$$\tan \theta = \frac{1 - 0,3^2}{2000} \cdot \frac{145,24}{3,00^2 \cdot 5,20} \cdot 4,51 = 0,0064$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 3,31$ cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 4,9 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 TG2074/2 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 A8035335 *STANDARDIZZAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI E LORO PROGETTO ESECUTIVO (TIPIZZAZIONE) Scheda ING31 Rev. 00 TIPI, Lotto 150 kV, Verifica strutturale della carpenteria di sostegno per apparecchiature unipolari*, rev. 02, dicembre 2008
- [2] TERNA Stazioni elettriche A.T. 132-150 kV. Fondazione monoblocco per Trasformatori di tensione TV TG2074/2, identificativo doc. Terna D C DS3000 U ST 00050, Rev. 00, aprile 2010.
- [3] TERNA Stazioni elettriche AT. *Tirante di fondazione per sostegno apparecchiature – S6100/20, disegno P001/D17*, Rev. 01, 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 III
 - $v_b = 48$ m/s
- sisma con:
 - periodo di ritorno 2475 anni
 - categoria topografica T1
 - $a_g \leq 0,62$ g
 - $F_o = 2,33$
 - $T_C^* = 0,55$
 - accelerazione spettrale massima:
 - orizzontale $\leq 0,742$ 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 POS. 2) $\leq 1\,776$ 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 13° , in corrispondenza a coesione pari a $0,24$ daN/cm²
- livello di falda a quota del piano campagna (terreno saturo)
- calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm²
- classi di esposizione ambientale: XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1)
- acciaio delle armature B450C