

Cliente	Terna S.p.A.
Oggetto	VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP Linea Elettrica Aerea a 132 kV Semplice e Doppia Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø 31,5 Progetto e Verifica delle fondazioni F102
Ordine	Contratto 3000021737 <i>Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2007</i>
Note	Rev. 01 Commessa 72305M - Lettera A8010132

PUBBLICATO A7034387 (PAD - I044639)

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

N. pagine 13 **N. pagine fuori testo**

Data 19/12/2007

Elaborato SRC - Gatti Fabrizio
A7034387 114965 AUT

Verificato SRC - Cadore Alessandro
A7034387 114953 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A7034387 114967 APP




Mod. RISM v. 01

Indice

1	INTRODUZIONE	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
3	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	6
3.1	Materiali	6
3.2	Resistenze di calcolo	6
4	CARICHI.....	7
5	VERIFICHE	9
5.1	Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno.....	9
5.2	Verifiche strutturali delle fondazioni.....	10
5.2.1	Stato tensionale nel plinto	10
5.2.2	Stato tensionale nel pilastro.....	11
5.2.3	Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione	12
6	CONCLUSIONI	13

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/09/2007	A7024812	Prima emissione
01	19/12/2007	A7034387	Adeguamento alla rev. 01 dei rapporti di calcolo di sostegni e monconi

RIFERIMENTI

Normativa

- D. M. 9 gennaio 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D. M. 14 febbraio 1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156AA.GG./STC.: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996;
- Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”- Allegato al voto n.35/2005 dell’assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici del 30 marzo 2005;
- D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, “Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”;
- D. M. LL.PP. del 5 Agosto 1998, “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”.
- Ordinanza PCM 20/03/2003 n. 3274 *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*
- Ordinanza PCM 10/10/2003 n. 3316 *Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del PCM n. 3274 del 20/03/2003*
- Ordinanza PCM 3/05/2005 n. 3431 *Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*

Documentazione tecnica

- [1] A7034400 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "L" Zone "A-B" Allungati da H9 a H33, Rev. 01, 19/12/2007
- [2] A7034401 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "M" Zone "A-B" Allungati da H9 a H33, Rev. 01, 19/12/2007
- [3] A7034402 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Calcolo di Verifica dei Sostegni Tipo "N" Zone "A-B" Allungati da H9 a H42, Rev. 01, 19/12/2007
- [4] A7034418 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO.

- Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Progettazione e Verifica dei monconi tipo "F43", Rev. 01, 19/12/2007*
- [5] A7034399 VERIFICA STRUTTURALE DEI SOSTEGNI DELLA SERIE 132 KV A TIRO PIENO. *Scheda ING23 Rev. 00 TRAL132TP - Linea Elettrica Aerea a 132-150 kV Semplice Terna Conduttori alluminio-acciaio Ø31,5 Progettazione e Verifica dei monconi tipo "F44", Rev. 01, 19/12/2007*
- [6] Dis. TERNA P005DF001 Disegno costruttivo fondazione F102, 2007

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono illustrate le seguenti verifiche della fondazione serie F102 prevista per i sostegni per linea aerea 132 kV in tiro pieno, nell'ipotesi che i parametri geotecnici permettano l'adozione di fondazioni del tipo diretto, come nel progetto unificato Terna:

- di stabilità cinematica
- di capacità portante del terreno di fondazione
- di resistenza strutturale

La tipologia fondazionale (a piedini separati, uno per montante) così come il sistema d'ancoraggio del sostegno (con moncone) e la forma (cassero) della fondazione sono state individuate da Terna.

La fondazione denominata **LF 102/H**, con H corrispondente alla quota imposta in cm della fondazione, è prevista per i sostegni elencati in Tabella 1.

TIPO FONDAZIONE	H (cm)	TIPO SOSTEGNO	
LF 102 / 275	275	ST	L: 9 (-2/+3); 12 (-2/+3)
LF 102 / 295	295	ST	L: 15 (-2/+3); 18 (-2/+3); 21 (-2/+3); 24 (-2/+3); 27 (-2/+3); 30 (-2/+3); 33 (-2/+3)
			M: 9 (-2/+1)
			N: 9 (-2/+3); 12 (-2/+3); 15 (-2/+3); 18 (-2/+3)

Tabella 1

La progettazione e le successive verifiche sono state eseguite in conformità alla Normativa vigente, tenendo in debito conto le prescrizioni sui carichi e sovraccarichi.

Le verifiche di resistenza strutturale sono state effettuate:

- 1 per le condizioni di carico dettate dalla Norma Linee, secondo il metodo delle tensioni ammissibili;
- 2 per le condizioni di carico che prevedono l'azione sismica, con il metodo dello stato limite ultimo (S.L.U.).

I criteri di analisi e di calcolo adottati sono funzionali al grado di definizione delle opere e dei carichi in gioco; le elaborazioni sono state effettuate secondo gli ordinari metodi della Scienza delle costruzioni e le tecniche convenzionali normalmente impiegate per tali opere.

I dimensionamenti e le verifiche sono state condotte considerando per ogni tipologia di sostegno individuata quella con condizioni di carico maggiormente penalizzante.

Le unità di misura adottate sono quelle del sistema internazionale (S.I.).

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La fondazione del traliccio metallico di sostegno della rete elettrica aerea in oggetto è formata da quattro plinti isolati, uno per ciascun montante del traliccio, posti ad una distanza pari all'interasse dei montanti del traliccio stesso.

Il plinto è composto da una parte inferiore (piede), di dimensioni massime 170 x 170 cm per un'altezza complessiva di 55 cm conformato a gradoni, due di altezza pari a 20 cm ed uno di altezza pari a 15 cm (a contatto con il piano di fondazione), su cui è impostato un pilastro a sezione circolare di diametro di 80 cm, avente altezza variabile; il pilastro fuoriesce, complessivamente, dal piano campagna di 50 cm.

La quota d'imposta del plinto (a meno dello spessore di 10 cm del cls magro su cui appoggia), funzione della tipologia del traliccio, è riportata in Tabella 1.

L'ancoraggio del traliccio al plinto è garantito da un moncone che trova ancoraggio, tramite opportune squadrette, nella parte inferiore del plinto (piede); la correlazione tra altezza fondazione, tipo di moncone e tipo di sostegno è riportata in Tabella 2.

SOSTEGNO		MONCONE	FONDAZIONE		
Tipo	Altezza (Piede)		Tipo	Altezza	
ST	L	9 (-2/+3); 12 (-2/+3)	F43/310	102	275
		15 (-2/+3); 18 (-2/+3); 21 (-2/+3); 24 (-2/+3); 27 (-2/+3); 30 (-2/+3); 33 (-2/+3)	F43/330	102	295
	M	9 (-2/+1)	F44/330	102	295
	N	9 (-2/+3); 12 (-2/+3)	F43/330	102	295
	N	15 (-2/+3); 18 (-2/+3);	F44/330	102	295

Tabella 2

3 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

3.1 Materiali

Le caratteristiche dei materiali da impiegare sono:

- | | |
|---|------------------------------------|
| 1 Calcestruzzo per opere di fondazione: | $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/mm}^2$ |
| 2 Peso specifico cls: | $\gamma_c = 2158 \text{ daN/m}^3$ |
| 3 Barre d'armatura per cemento armato: | Fe B 44 K |

Il peso specifico è fornito dalla Normativa sulle linee aeree (D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, "Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e l'esercizio delle linee elettriche aeree esterne").

3.2 Resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo dei materiali (resistenze di progetto o tensione ammissibile) sono determinate in accordo alla Normativa vigente (D. M. 9 gennaio 1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"), precisamente:

- 1 **tensione ammissibile** per le combinazioni di carico previste al par.: 2.4.04 - *Ipotesi di calcolo* delle Norme Linee:

- | | |
|---|--|
| 1 Calcestruzzo per opere di fondazione ($R_{ck} 250 \text{ daN/cm}^2$): | |
| - a flessione e pressoflessione ¹ | $\bar{\sigma}_c = 85 \text{ daN/cm}^2$ |
| - a compressione semplice ² | $\bar{\sigma}_c = 60 \text{ daN/cm}^2$ |

¹ Il valore è ricavato in base alla formula $\sigma_{cam}^* = 60 + (R_{ck}-150)/4$, in daN/cm².

² Il valore è ricavato in base alla formula $\sigma_{cam} = 0,7 \times \sigma_{cam}^*$, in daN/cm².

nel caso di compressione trasmessa dalle squadrette del moncone, considerando che questa interessa un'area limitata ben confinata, si ammette una sollecitazione max ammissibile pari a:

- compressione:	60/0,83	$\bar{\sigma}_c = 73 \text{ daN/cm}^2$
- a taglio ³		$\tau_c = 5,3 \text{ daN/cm}^2$ $\bar{\tau}_{c1} = 16,8 \text{ daN/cm}^2$
¹ Acciaio: Fe B 44 K:		$\bar{\sigma}_a = 2600 \text{ daN/cm}^2$

- **resistenze di calcolo** (in accordo anche al “Testo Unico - Norme tecniche per le costruzioni” Cap. 5.1 Costruzioni di conglomerato cementizio) per le combinazioni di carico che prevedono l'azione sismica:

2	Calcestruzzo per opere di fondazione ($R_{ck} 250 \text{ daN/cm}^2$):	
	- compressione ⁴	$f_{cd} = 130 \text{ daN/cm}^2$
	- taglio ⁵	7 daN/cm^2
3	Acciaio: Fe B 44 K ⁶ :	$f_{yd} = 3740 \text{ daN/cm}^2$

4 CARICHI

I carichi, per i quali vengono verificate le fondazioni, derivano dall'analisi strutturale dei sostegni effettuate da CESI.

Le analisi sui sostegni effettuate prevedono:

- le combinazioni di carico così come previsto dalle “Norme Tecniche per la progettazione, l'esecuzione e l'esercizio delle linee aeree esterne” par. 2.4.04 – *Ipotesi di carico*.
- le combinazioni di carico con l'azione sismica, in accordo alla OPCM 3274, 3316 e 3431, allegato 2;

nel primo caso le tensioni risultanti vanno confrontate con le **tensioni ammissibili**, nel secondo caso con le **resistenze di calcolo**, entrambe definite al par. 3.2.

L'analisi con l'azione sismica è stata effettuata sui sostegni con altezza massima.

³ τ_c è il valore della tensione tangenziale per il quale non è richiesta la verifica delle armature al taglio e alla torsione, e si ottiene mediante la relazione $\tau_c = 4 + (R_{ck}-150)/75$, in daN/cm^2 . $\bar{\tau}_{c1}$ è il valore della massima tensione tangenziale ammissibile, dalla formula $\bar{\tau}_{c1} = 14 + (R_{ck} - 150)/35$.

⁴ Calcestruzzo per opere di fondazione ($R_{ck} 250 \text{ daN/cm}^2$). Per la compressione trasmessa dalle squadrette, considerando che questa interessa un'area limitata ben confinata, si ammette una sollecitazione max allo SLU pari a: $\sigma_{SLU_cls} = R_{ck} \times 0,83/\gamma_c$ dove γ_c è un coefficiente di sicurezza che vale 1,6. La tensione σ_{SLU_cls} nel caso in esame, vale quindi 130 daN/cm^2 , vedasi rif. *Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”*.

⁵ La resistenza approssimata a taglio viene valutata con riferimento al *Testo Unico “Norme tecniche per le costruzioni”*, par. 5.1.2.3.4.2, come rapporto tra la resistenza a trazione caratteristica del conglomerato f_{tck} e un coefficiente di sicurezza γ_{mc} pari a 3,2. La resistenza f_{tck} si calcola mediante la formula $f_{tck} = 7 + 0,06 \times R_{ck} = 22 \text{ daN/cm}^2$.

⁶ La resistenza di calcolo dell'acciaio è data dal rapporto tra la resistenza di snervamento dell'Fe B 44K (4300 daN/cm^2) e il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{m,s}$ relativo all'acciaio che vale, per ogni tipo di acciaio, 1,15 (vedasi 5.1.2.1.4.3 del testo Unico)

Occorre peraltro considerare che l'approccio agli stati limite ultimi (S.L.U.), nel caso di verifica con l'azione sismica, consente di movimentare le riserve di resistenza del materiale fino alla resistenza di calcolo, che per il calcestruzzo risulta maggiore del 53% rispetto alla tensione ammissibile, per le verifiche con le combinazioni previste dalla stessa Norma, mentre per l'acciaio risulta maggiore del 44%.

Ciò consente quindi un dimensionamento secondo i carichi della Norma Linee, sino a quando l'incremento dovuto alle azioni sismiche si mantiene entro i limiti della differenza tra resistenza di calcolo e tensione ammissibile.

Nella Tabella 3 sono riportati i valori massimi dei carichi delle sole combinazioni di carico da Norma Linee per i sostegni tipo utilizzabili con il presente plinto, che per quanto detto precedentemente risultano essere le più gravose.

Nella Tabella 4 sono invece riportate la pressione trasmessa al terreno (corrispondente al massimo carico di compressione del relativo sostegno), il peso della fondazione e il peso della terra che grava sulla stessa, sia per la compressione sia per la trazione.

	CARICHI (daN)		
	Compr.	Trazione	Taglio
LF 102 / 275	40847	38981	6140
LF 102 / 295	48093	44385	6468

Tabella 3

Per quanto concerne le combinazioni con l'azione sismica si ha:

- Sostegni analizzati, afferenti alle fondazioni in esame: L Semplice Terna H33
- Massimo Fp: 27741 daN
- Massimo Fs: 20944 daN
- Massimo taglio: 2285 daN

I carichi sismici sono minori di quelli relativi alle combinazioni di carico da Norma Linee e si considerano quindi inviluppati da questi ultimi.

TIPO FONDAZIONE	Peso piede (daN)	Peso terr. grav. x traz. (daN)	Peso terr. grav. x compr. (daN)	Max pressione (daN/cm ²)
LF 102 / 275	5248	36314	8980	1,906
LF 102 / 295	5466	42673	9718	2,190

Tabella 4

I carichi sono considerati applicati alla quota di interfaccia traliccio-fondazione (+ 0,50 m dal p.c.) e sono riferiti secondo gli assi del montante.

5 VERIFICHE

5.1 Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno

La verifica di stabilità cinematica viene condotta in accordo alla Norma Linee attualmente in vigore, secondo la metodologia riportata in 2.5.05 di CE11-4 (*Fondazioni a piedini separati*) ovvero, controllando che lo sforzo di trazione nei piedini tesi non superi il peso del piedino più il peso del terreno gravante su di esso e che la pressione media sui piedini compressi non superi i seguenti valori di pressione:

tipo terreno	Codice convenzionale tipo terreno	Pressione ammissibile [daN/cm ²]	Angolo α di inclinazione [°]
Ghiaia, sabbia, argilla asciutta compatta	A	3,9	30
Terreno vegetale consistente	B	2,0	20
Terreno di riporto, argilla umida sabbiosa	C	1,0	20

Risultati della verifica per fondazione 102/275

Dati di input

Diametro colonnino [m]	0.8	
fuoriterra [m]	0.5	
Y1	2158	Peso specifico calcestruzzo
Y2	1570	Peso specifico terreno
b [m]	1.7	lato fondazione a terra
h [m]	2.6	Altezza -fondazione interrata - altezza prima risega
H [m]	2.75	Altezza totale fondazione interrato

alfa [rad] 0.5235988

beta [rad] 0.3490659

S [daN] 38981

C [daN] 40847

Variabili calcolate

a [m]	0.15	Altezza prima risega
V1c [m ³]	2.23	Volume calcestruzzo relativo ad altezza h
V1t [m ³]	5.72	Volume terra gravante
Vt [m ³]	23.13	Volume terra attiva
Vc [m ³]	2.432	Volume calcestruzzo totale
P [daN]	55070	
K [daN]	41567	

Verifica Strappamento

K/S 1.066 criterio $K/S \geq 1$

Verifica Compressione

P/A 19056 daN/mq
1.906 daN/cm² $\leq 3,9$ daN/cm²

La verifica a compressione (per terreno tipo A e B) e a strappamento è soddisfatta.

Risultati della verifica per fondazione 102/295

fondazione 102/295 132tp

Dati di input

Diametro colonnino [m]	0,8	
fuoriterra [m]	0,5	
Y1	2158	Peso specifico calcestruzzo
Y2	1570	Peso specifico terreno
b [m]	1,7	lato fondazione a terra
h [m]	2,8	Altezza -fondazione interrata - altezza prima risega
H [m]	2,95	Altezza totale fondazione interrato

alfa [rad] 0,5235988

beta [rad] 0,3490659

S [daN] 44385

C [daN] 48093

Variabili calcolate

a [m]	0,15	Altezza prima risega
V1c [m ³]	2,33	Volume calcestruzzo relativo ad altezza h
V1t [m ³]	6,19	Volume terra gravante
Vt [m ³]	27,18	Volume terra attiva
Vc [m ³]	2,533	Volume calcestruzzo totale
P [daN]	63283	
K [daN]	48139	

Verifica Strappamento

K/S 1,085 criterio $K/S \geq 1$

Verifica Compressione

P/A 21897 daN/mq
2,190 daN/cm² $\leq 3,9$ daN/cm²

La verifica a compressione (per terreno tipo A) e a strappamento è soddisfatta.

5.2 Verifiche strutturali delle fondazioni

Nel presente documento sono riportate le verifiche di resistenza strutturale, secondo il metodo delle tensioni ammissibili, che comprendono il calcolo delle tensioni nel c.a., relativamente allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'armatura del piede del plinto.

5.2.1 Stato tensionale nel plinto

Sia per l'armatura inferiore che per quella superiore si ipotizza uno schema a traliccio (asta tesa per l'armatura e biella compressa per il calcestruzzo).

Per l'armatura inferiore si assume un carico pari alla massima pressione trasmessa al terreno, mentre per l'armatura superiore si assume un carico pari al massimo peso del terreno gravante più il peso proprio del piede.

Il piede del plinto (ossia la piastra direttamente a contatto con il terreno o con il magrone di sottofondazione) è armato con due fasci di armatura ortogonali fra loro paralleli ai lati del plinto stesso. Lo sporgenze dal corpo del plinto della piastra al piede nelle due direzioni parallela alla linea (direzione Y) e ortogonale ad essa (direzione X) sono schematizzate come mensole caricate uniformemente dalle reazioni uniformemente distribuite del terreno.

Dati quindi:

L_1 : dimensione massima del piedino (lato della base a contatto con il terreno)

L_2 : dimensione minima del piedino (lato della base superiore)

H: altezza piede

c: copriferro

\varnothing_{pil} : diametro del pilastro

$h_1 = (L_1 - L_2)/2 + (L_2 - \varnothing_{pil})/2$: altezza del trapezio di basi L_1 e L_2 su cui si ipotizza agisca la massima pressione del terreno

α = inclinazione rispetto all'orizzontale della biella compressa rappresentativa del calcestruzzo

$$1/\text{tg}(\alpha) = (L_1 - \varnothing_{pil})/[4 \times (H - c)]$$

$$L_1 = 1,70 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,1 \text{ m}$$

$$\varnothing_{pil} = 80 \text{ cm}$$

$$h_1 = 45 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$H = 0,55 \text{ m}$$

$$1/\text{tg}(\alpha) = 0,433$$

Armatura inferiore ($6\varnothing 12 = 6,78 \text{ cm}^2$)

$$\text{Area di Carico} = (L_2 + L_1) \times h_1 / 2 = (170 + 110) \times 45 / 2 = 6300 \text{ cm}^2$$

$$\text{Carico } N = (\text{pressione max}) \times (\text{Area di carico}) = 2,19 \times 6300 = 13797 \text{ daN}$$

$$\text{Tensione max. armatura} = N \times 1/\text{tg}(\alpha) / (\text{armatura inferiore}) = 13797 \times 0,433 / 6,78 = 881 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Armatura superiore ($6\varnothing 12 = 6,78 \text{ cm}^2$)

$$\text{Carico } N = [(\text{peso terreno gravante} \times \text{trazione}) + (\text{peso plinto})] / 4 = (42673 + 5466) / 4 = 12035 \text{ daN}$$

$$\text{Tensione max. armatura} = N \times 1/\text{tg}(\alpha) / (\text{armatura superiore}) = 12035 \times 0,433 / 6,78 = 769 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Massima sollecitazione a taglio nel calcestruzzo

$$\text{Carico } T = (\text{Carico } N \text{ armatura inferiore})$$

$$\text{Area di taglio} = (L_1 + \varnothing_{pil}) \times H / 2 = (170 + 80) \times 55 / 2 = 6875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensione di taglio massima nel calcestruzzo} = 13797 / 6875 = 2,00 \text{ daN/cm}^2 < 5,3 \text{ daN/cm}^2$$

5.2.2 Stato tensionale nel pilastro

Come successivamente definito, le azioni corrispondenti ai carichi verticali trasmessi dal sostegno sono considerate trasferite interamente al piede della fondazione; il pilastro è da considerarsi pertanto

sollecitato dalla sola azione orizzontale di taglio trasmessa dal sostegno che induce, alla base del pilastro, un momento flettente pari al taglio per l'altezza del pilastro stesso.

Le massime sollecitazioni alla base del pilastro sono:

- Azione di taglio $T = 6468 \text{ daN}$ (sostegno N, semplice terna, H 09)
- Braccio = $2,90 \text{ m} = 2,95$ (altezza totale fondazione interrata) – $0,55$ (spessore plinto) + $0,50$ (fuoriterra)
- Momento flettente alla base del pilastro = $6468 \text{ daN} \times 2,90 \text{ m} = 187,572 \text{ kNm}$

Come da specifica richiesta Terna, il valore minimo dell'azione orizzontale (taglio di progetto) alla quale il pilastro deve essere in grado di far fronte non deve comunque essere inferiore a 8000 daN , ossia al valore massimo del tiro di amarro al piede, pari a 3200 daN per la serie 132-150 kV, moltiplicato per un coefficiente di sicurezza pari a 2,5.

Il momento flettente alla base del pilastro utilizzato per la verifica è quindi:

- $8000 \text{ daN} \times 2,90 \text{ m} = 232,0 \text{ kNm}$

Si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione: $\varnothing 80 \text{ cm}$;
- Copriferro: 3 cm
- Armatura: $14 \varnothing 20$

Si ottengono le seguenti sezioni sui materiali:

- Tensione massima nel calcestruzzo: $\sigma_c = 67 \text{ daN/cm}^2 < 85 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione massima nei ferri: $\sigma_f = 2332 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di taglio nel calcestruzzo: $\tau = (4/3) 8000 / (\pi \times 80^2 / 4) = 2,12 \text{ daN/cm}^2 < 5,3 \text{ daN/cm}^2$

5.2.3 Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione

Le verifiche sono fatte nei riguardi delle sole azioni trasmesse dal moncone alla fondazione, le verifiche condotte riguardano pertanto la compressione locale del calcestruzzo ed il punzonamento nello stesso; le verifiche dei monconi sono riportate nelle relazioni sui monconi citate in "Riferimenti".

Per la verifica dell'interfaccia fra moncone e sostegno si è fatta l'ipotesi che la sollecitazione di trazione/compressione venga trasferita alla fondazione tramite il solo contrasto offerto dalle apposite squadrette previste sul moncone (si trascura pertanto il contributo eventualmente offerto dall'attrito moncone-calcestruzzo di fondazione), ripartendosi in parti uguali sui diversi livelli delle squadrette di ancoraggio.

Nel caso della fondazione 102 in oggetto sono previsti i monconi tipo F43 e F44; nella Tabella seguente sono riportati il numero ed i livelli delle squadrette oltre al tipo e lunghezza delle stesse.

Tipo monconi	Squadrette		
	n. livelli	n. squadrette/livello	Profilo/lunghezza (mm)
F43	1	2	150 × 150 / 350
F44	1	2	180 × 180 / 450

Compressione locale nel calcestruzzo

La Tabella seguente riporta per il moncone impiegato i max carichi applicati al moncone, le aree di contatto delle squadrette e le corrispondenti max sollecitazione di compressione locale sul cls (da Relazione A7020374 a riferimento); le verifiche successive sono effettuate assumendo i max carichi applicati al moncone.

Moncone	Area di contatto squadrette (cm ²)	Max carico applicato (daN)	Max compressione cls (daN/ cm ²)
F43	825	47803	57,9
F44	1296	48093	37,1

La max compressione risulta quindi di valore inferiore al valore ammissibile pari a $\sigma_{c/loc} = 73$ daN/cm²

Punzonamento nel calcestruzzo

Tipo Moncone	Sp = Distanza minima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette, (=area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N = Max azione assiale trazione/compressione [daN]	Tensione di taglio [daN/cm ²] =N/[4×(L+Sp) ×Sp]
F43	38	28,7	47803	4,77
F44	43	36,0	48093	3,54

Le tensioni calcolate sono inferiori al valore ammissibile di 5,33 daN/cm².

6 CONCLUSIONI

La fondazione in oggetto, così come descritta nel cap. 2 della presente relazione, risulta verificata; essa è pertanto idonea ad essere adottata per i sostegni 132 kV in Tiro Pieno indicati nel Cap. 1 del presente documento.