

PARCO EOLICO "SAN GAVINO MONREALE"

PROGETTO DI UN IMPIANTO EOLICO DI POTENZA PARI A 48,0 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE RICADENTI NEI COMUNI DI SAN GAVINO MONREALE (SU) E GUSPINI (SU).



Proponente

WIND ENERGY SAN GAVINO MONREALE S.r.l.

VIA CARAVAGGIO, 125 - 65125 PESCARA
P.IVA: 02372150686



Progettazione



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy



Titolo Elaborato

Relazione sul predimensionamento strutturale delle opere

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	FORMATO	SCALA
PROGETTO DEFINITIVO	SGM-PD-R003_R0		A4	-

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	10/2023	PRIMA EMISSIONE	VB	EG	MG

REGIONE SARDEGNA
PROVINCIA DI SUD SARDEGNA
COMUNE DI SAN GAVINO MONREALE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI EDIFICIO DI CONSEGNA	7
5	ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE	8
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
7	CARICHI AGENTI SULL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV	11
7.1	AZIONE SISMICA	11
7.2	CARICHI PERMANENTI	11
7.3	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	12
7.4	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	12
8	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI	13
8.1	CASO A - FONDAZIONE DIRETTA	13
8.2	CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA.....	14
9	AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI	16
9.1	AZIONE SECONDO LA NORMA IEC61400	17
9.1.1	Azione estrema del vento	17
9.1.2	Azione del vento in esercizio	17
9.1.3	Azioni equivalenti a fatica	18
9.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO	18
10	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI	21
10.1	DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO	23
11	VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE	25
11.1	VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO	25
11.2	VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO	31
11.3	VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTO	33
12	CRITERI GENERALI DI CALCOLO	37
12.1	TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE	37
12.2	METODO DI VERIFICA SEZIONALE	37
12.3	CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	38
12.4	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018.....	40
12.5	MODELLO DI CALCOLO	41
13	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI	42
13.1	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI AGENTI.....	44
13.2	VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU	49
13.3	VERIFICA TAGLIO AGLI SLU	52
13.4	VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE.....	55
13.5	VERIFICA A FATICA	57
13.5.1	VERIFICA A PUNZONAMENTO	58
13.5.1.1	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA TORRE	59
13.5.1.2	VERIFICA A PUNZONAMENTO DEI PALI	60
13.5.2	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	62
14	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'	64
	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI	64

ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM	65
15 PREDIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTA	68
16 PREDIMENSIONAMENTO EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV	71
TABULATI DI INPUT	71
TABULATI DI OUTPUT	76

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "San Gavino Monreale" composto da 8 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6,0 MW, per una potenza complessiva di 48 MW, ubicato in Provincia di Sud Sardegna, nel comune di San Gavino Monreale per gli aerogeneratori e nel Comune di Guspini per le sole opere di connessione. L'impianto è proposto dalla società WIND ENERGY SAN GAVINO MONREALE S.r.l. con sede in Pescara via Caravaggio, 125.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 6,0 MW con altezza mozzo pari a 115,0 m, diametro rotore pari a 170 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto.

La presente relazione ha per oggetto i calcoli di ridimensionamento, con le relative verifiche agli Stati Limite Ultimi, delle opere di fondazione e dell'edificio di consegna previsti in progetto.

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dalla Relazione geologica, geomorfologica e sismica "SGM-PD-R012_R0_Relazione geologica"

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- IEC 60400-1 “Wind Turbine safety and design”;
- Eurocodice 2 “Design of concrete structures”.
- Eurocodice 3 “Design of steel structures”.
- Eurocodice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Eurocodice 7 “Geotechnical design”.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.

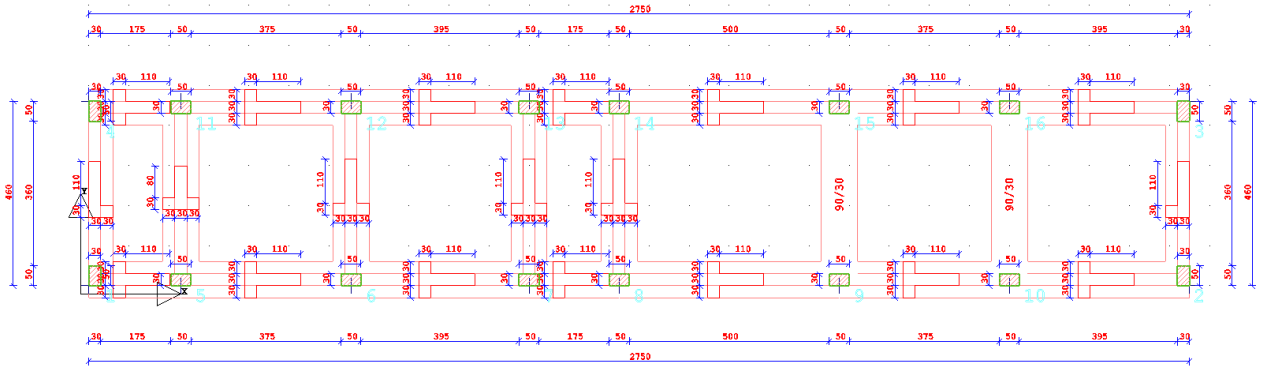
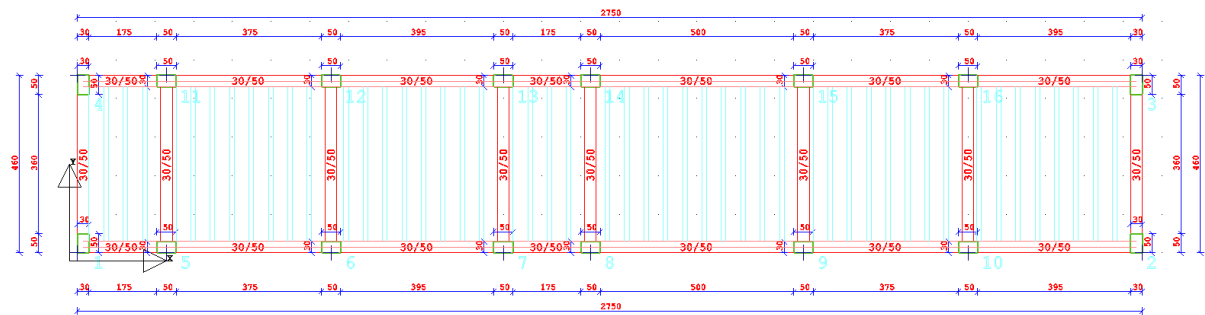


Fig.5 Pianta strutturale impalcato a quota 0,00 dell'edificio di consegna



PIANTA IMPALCATO QUOTA m: 3.95

Fig.6 Pianta strutturale impalcato a quota 3,95 dell'edificio di consegna

A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 120 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI EDIFICIO DI CONSEGNA

Calcestruzzo classe di resistenza C32/40 - Rck 40 MPa.

Acciaio del tipo B 450C.

I materiali presentano le seguenti caratteristiche di resistenza meccanica:

Per la verifica allo stato limite ultimo

$$f_{cd1} = f_{ck}/\gamma_c = 32/1,50 = 21,33 \text{ MPa (Resistenza cilindrica di progetto)}$$

$$f_{cd} = \alpha f_{cd} = 0,85 \times 21,33 = 18,13 \text{ MPa (Resistenza di progetto indefinita)}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk}/1,5 = 2,12/1,5 = 1,41 \text{ MPa (resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo)}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza di calcolo dell'armatura)}$$

Per la verifica allo stato limite di esercizio (combinazione di carico rara)

$$\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 19,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360 \text{ MPa}$$

Per la verifica allo stato limite di esercizio (combinazione di carico quasi permanente)

$$\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 14,40 \text{ MPa}$$

Il legame costitutivo del calcestruzzo manca di una fase lineare ben definita, pertanto il suo comportamento sarà modellato tramite un legame sforzi – deformazioni del tipo parabola - rettangolo con un tratto piatto compreso tra i valori di deformazioni 0,2% e 0,35%; il comportamento dell'acciaio sarà modellato con un legame costitutivo elastico – perfettamente plastico fino ad una deformazione dell'acciaio dell'1%.

Il modulo elastico del calcestruzzo è fissato convenzionalmente come correlato alla resistenza.

Si assume $E_c = 33.346 \text{ MPa}$. Per l'acciaio si assume $E_s = 210000 \text{ MPa}$.

5 ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE

Nella stesura dei calcoli strutturali e per le verifiche geotecniche si è tenuto conto dell'azione sismica. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC). La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale. Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione, ottenuto dal prodotto della vita nominale dell'opera VN per il coefficiente d'uso CU il quale dipende dalla classe d'uso secondo la tabella 2.4.II,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Al fine di valutare la velocità delle onde S nei primi 30 metri sono state eseguite le indagini sismiche di tipo MASW che analizzando la dispersione delle onde di Rayleigh hanno consentito di determinare il profilo verticale della VS e di conseguenza del parametro V_s equivalente sul sito dell'impianto.

Area dell'impianto eolico: Considerate le caratteristiche litotecniche e stratigrafiche dei terreni presenti, la velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie è compresa tra 212 e 259 m/s, pertanto la

categoria sismica del suolo sarà la **C**.

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 32 WGS84 degli aerogeneratori:

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
WTG01	478416,31	4376027,77	San Gavino Monreale Foglio 52, p.lla: 77
WTG02	478292,29	4375353,45	San Gavino Monreale Foglio 51, p.lla: 132
WTG03	478013,95	4374770,32	San Gavino Monreale Foglio 51, p.lla: 102
WTG04	477317,71	4374062,74	San Gavino Monreale Foglio 60, p.lle: 126, 123
WTG05	477431,49	4373456,40	San Gavino Monreale Foglio 60, p.lla: 39
WTG06	478533,47	4373383,31	San Gavino Monreale Foglio 68, p.lla: 46
WTG07	477397,59	4374589,63	San Gavino Monreale Foglio 69, p.lla: 67
WTG08	478910,60	4376354,85	San Gavino Monreale Foglio 52, p.lla: 62

Tabella.1 Coordinate assolute e riferimenti catastali degli aerogeneratori

- Classe d'uso: Quarta (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: C (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale \geq 100 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di amplificazione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni, per questo livello di progettazione, si rimanda alla relazione Geotecnica “SGM-PD-R010_R0_Relazione Geotecnica e Sismica”

7 CARICHI AGENTI SULL'EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV

7.1 AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che la struttura è di limitata altezza, approssimativamente simmetrica nelle due direzioni e che i modi superiori sono trascurabili, si è optato per l'analisi statica lineare equivalente con spettro elastico di progetto e fattore di struttura. Nell'analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze che sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

F_i è la forza da applicare al nodo i

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso sismico complessivo della costruzione

L è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se $T_1 < T_c$, pari ad 1,0 negli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

W_i e W_j sono i pesi delle masse sismiche ai nodi i e j

z_i e z_j sono le altezze dei nodi i e j rispetto alle fondazioni

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio). L'analisi tiene conto dell'eventuale presenza di piani dichiarati in input infinitamente rigidi assialmente.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici e con il 30% di quelle del sisma ortogonale per ottenere le sollecitazioni di verifica. Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

7.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti non strutturali del solaio di copertura sono:

manto di ghiaietto: $1500 \text{ kg/m}^3 \times 0,05\text{m} = 75,00 \text{ Kg/mq}$

coibente 20,00 kg/mq

per complessivi 95,00 Kg/mq.

Il peso proprio del solaio in precompresso di altezza complessivo pari a 21 cm è pari a 318,00 Kg/mq.

7.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Il sovraccarico accidentale per solaio di copertura è pari a 50 Kg/mq.

Sono considerati anche il carico da neve e da vento calcolati direttamente dal software e riportato nei tabulati allegati.

7.4 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	SI
SLD	SI
SLV	SI
SLC	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 2	SI

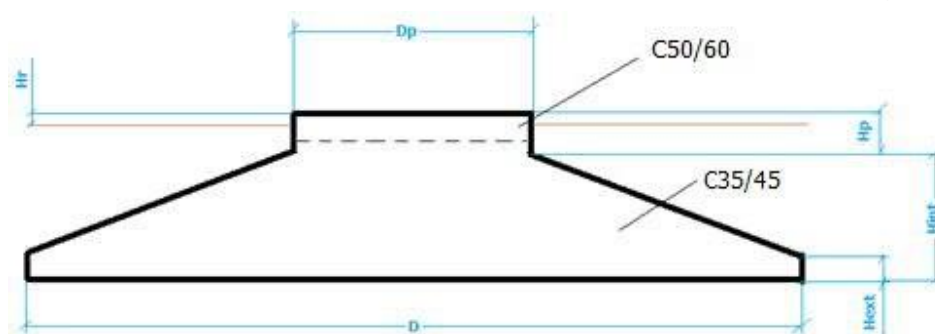
8 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI

La scelta della tipologia delle fondazioni sarà effettuato a seguito delle indagini geologiche esecutive. Allo stato delle informazioni contenute nello studio geologico risultano proponibili sia le fondazioni indirette su pali che dirette superficiali.

Nel presente paragrafo sarà descritta la fondazione tipo degli aerogeneratori tipo SG170 con altezza al mozzo pari a circa 115,00 m, e rotore di diametro 170,0 m. per un'altezza complessiva di 200,00 m. Le caratteristiche geotecniche dei terreni consentiranno nella fase di progettazione esecutiva ed a seguito delle indagini geologiche esecutive di scegliere la corretta tipologia di fondazione. I plinti presenteranno forma circolare ed a tergo dei lati del manufatto sarà collocata una geostuoia drenante tipo Enkadrain, munita di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione. In ogni caso in questa sede si riportano i dimensionamenti di massima di entrambe le tipologie fondali: fondazione diretta e fondazione indiretta su pali.

8.1 CASO A - FONDAZIONE DIRETTA

La fondazione diretta sarà ipotizzata costituita da un plinto circolare, avente **diametro pari a 23,70m**, a sezione trapezia con altezza al bordo pari a 0,50 m e 3,00 m in corrispondenza della parte centrale ad un raggio di 2,95 m. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 2,95 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 50 cm, per uno spessore totale di 3,50 m. A tergo dei lati del manufatto sarà collocata una geostuoia drenante tipo Enkadrain, munita di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.



D [m]	23.7
Hext [m]	0.5
Hint [m]	3.0
Dp [m]	5.9
Hp [m]	0.5
Hr [m]	0.1

Fig.1 Pianta del plinto con diametro 23,7m

8.2 CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA

Il dimensionamento delle fondazioni sarà effettuato sulla base dei parametri geotecnici derivanti dalle prove in sito e di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di appositi sondaggi in fase di progettazione esecutiva.

In via esemplificativa, fermo restando che la scelta sarà effettuata in fase di progettazione esecutiva, di seguito si riporta lo schema di una fondazione su pali.

La fondazione indiretta sarà ipotizzata costituita da un plinto circolare, avente **diametro pari a 20,00m**, a sezione trapezia con altezza al bordo pari a 1,85 m e 255 m in corrispondenza della parte centrale. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 2,95 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 60 cm, per uno spessore totale di 3,15 m. posto su un numero di pali ipotizzato pari a 26 di diametro $\Phi 1000$ e lunghezza 25,00 m.

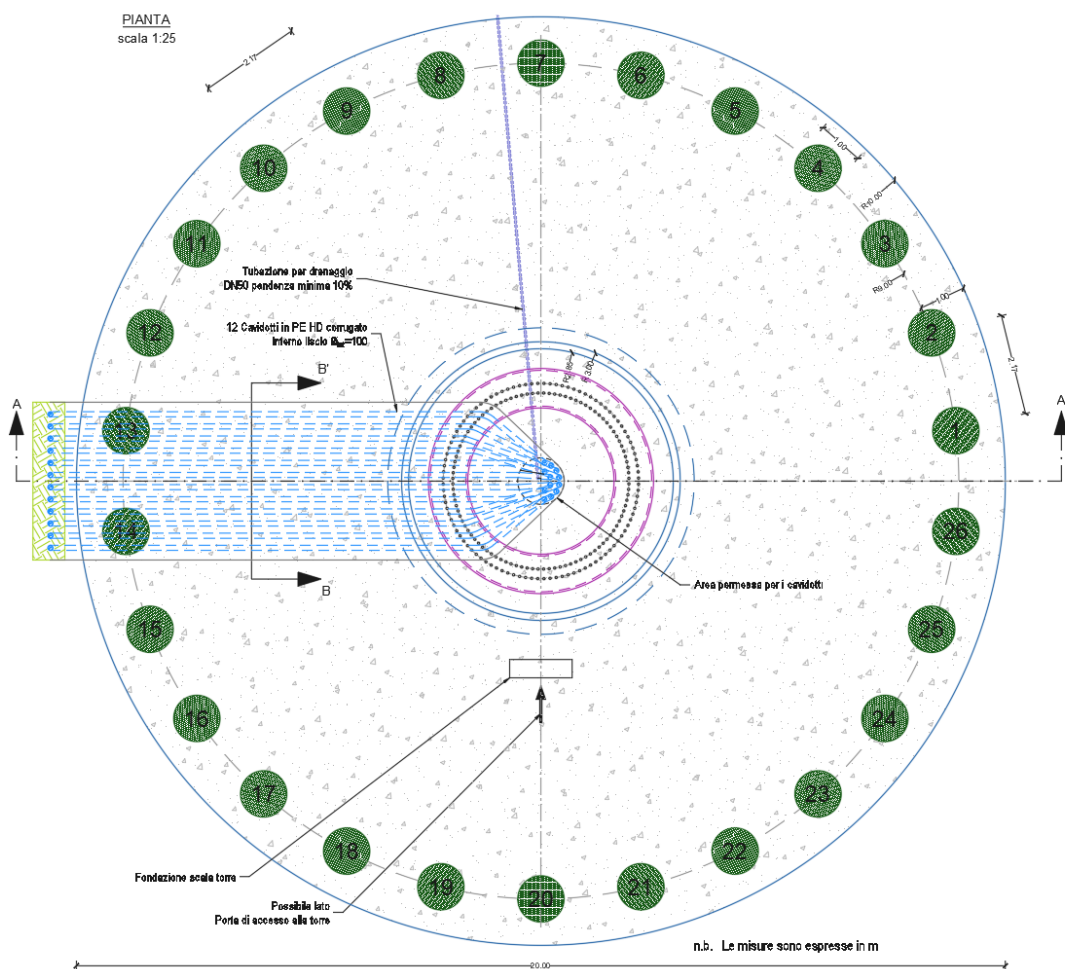


Fig.2 Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.26 del diametro 1000mm)

9 AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Il calcolo delle fondazioni delle torri di sostegno dell'aerogeneratore è eseguito sulla base delle sollecitazioni massime previste dalla IEC 61400-1. Tali carichi sono dati con riferimento all'intersezione dell'asse all'estradosso dell'opera di fondazione secondo quanto riportato nella seguente figura.

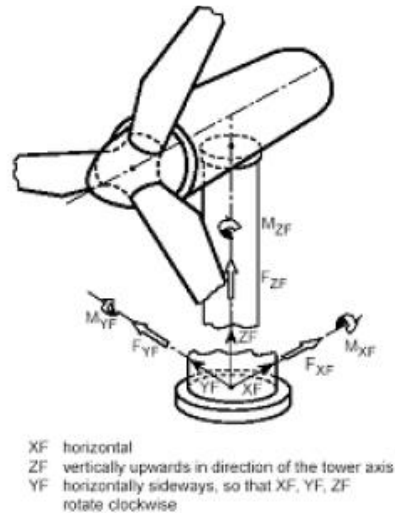


Figure 1: coordinate system

Fig.7 Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

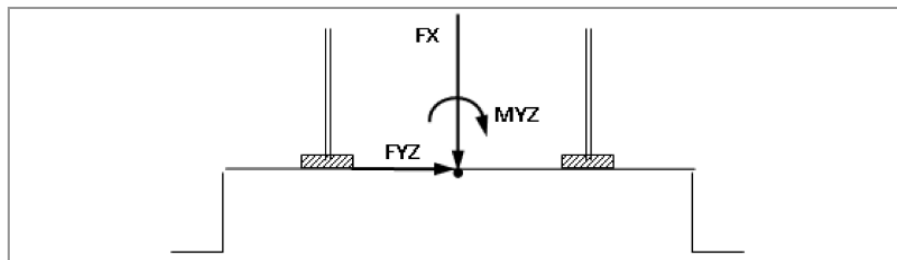


Fig.8 Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

L'azione dimensionante per la tipologia di struttura esaminata è sostanzialmente quella del vento. Il carico dovuto alla neve non verrà considerato in quanto non esistono reali possibilità di accumulo significativo di neve sia sulla navicella che sulle pale, mentre l'azione sismica non verrà considerata visto che non è dimensionante nelle verifiche che saranno effettuate. Si rimanda al successivo livello di progettazione per una valutazione completa.

Oltre a tali sollecitazioni, si è considerato agente sulle opere di fondazione il peso proprio ed un carico uniformemente distribuito per tenere conto del terreno di ricoprimento della fondazione.

9.1 AZIONE SECONDO LA NORMA IEC61400

Nel caso in esame i carichi “Extreme Loads” e “Production Loads” adottati per il predimensionamento della fondazione sono di seguito riportati.

9.1.1 AZIONE ESTREMA DEL VENTO

L'azione estrema del vento che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri e confermata dal calcolista della struttura in elevazione ed è riassunta nelle seguenti tabelle, tratte dai documenti forniti dal produttore delle torri, in cui è anche riportato il codice di riferimento della combinazione considerata ed il coefficiente di sicurezza relativo alla tipologia di combinazione (normale o anormale).

Extreme load

Load case	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xv} (kNm)
dlc23_V10.2_t1_o_030	1.1	-1673.91	153.71	-7177.41	1680.95	-9830.73	-198323.4	-2900.15	198566.83

9.1.2 AZIONE DEL VENTO IN ESERCIZIO

L'azione del vento agli stati limite di esercizio che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri e confermata dal calcolista della struttura in elevazione; di seguito una tabella riassuntiva delle azioni.

Characteristic load

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xy} (kNm)
dlc14_V10.2_p_030	1193.72	2.49	-6709.62	1193.72	9615.38	142956.5	1763.36	143279.5

Quasi-permanent load

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	F _x (kN)	F _y (kN)	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _{xy} (kNm)	M _z (kNm)
0	941.38	96.75	941.83	-6563.32	16749.09	108872.98	109220.78	5170.8

9.1.3 AZIONI EQUIVALENTI A FATICA

Le azioni equivalenti a fatica che agiscono sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 sono state calcolate dal produttore delle torri e riassunte nella seguente tabella per $m=7$.

Fatigue load

	Load factor	m	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
Tower Bottom	1	4	621.55	268.97	193.72	18594.88	43126.22	11577.52
Tower Bottom	1	7	583.13	251.94	171.76	20186.26	50695.51	11117.96

con carichi medi pari a

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
1	561.62	-8.08	-6634.44	6130.6	66567.34	235

9.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per la verifica degli elementi strutturali le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

Per ognuna delle quattro condizioni di carico, le sollecitazioni sono state combinate secondo quanto previsto al punto 2.5.3 del D.M. 17/01/2018:

In particolare, sono state analizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1):

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

- Combinazione caratteristica per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.2):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio (2.5.4):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (2.5.5):

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

Le verifiche a fatica sono state eseguite considerando le due combinazioni di carico a fatica che forniscono rispettivamente le sollecitazioni massime e minime sui singoli componenti della struttura. Tali combinazioni di carico sono state ricavate utilizzando i carichi a fatica corrispondenti a 10^7 cicli con $m=7$ ed i carichi a fatica medi, determinando le sollecitazioni nel seguente modo:

- Combinazione a fatica che definisce le azioni massime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} + \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica}/2$$

- Combinazione a fatica che definisce le azioni minime:

$$G_1 + G_2 + P + (Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{medi} - \Delta(Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots)_{fatica}/2$$

Nelle espressioni precedenti i simboli utilizzati hanno il seguente significato:

- G sono le azioni permanenti, azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Esse sono:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - spostamenti differenziali;
- Q sono le azioni variabili, azioni agenti sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo, suddivise come:
 - di lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

In tale equazione, le azioni orizzontali ed i momenti flettenti provenienti dalla torre sono stati considerati come azioni variabili, applicando quindi un coefficiente moltiplicativo pari a 1,50 così come previsto al punto 6.2.4.1.1 della normativa tecnica di riferimento D.M. 17/01/2018.

Per la verifica degli elementi strutturali del nodo torre/plinto di fondazione e per la verifica delle fondazioni, alle sollecitazioni sopra riportate, sono stati applicati i fattori parziali di sicurezza sotto elencati, riportati nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I calcoli delle strutture e degli impianti devono consentire di determinare tutti gli elementi dimensionali, dimostrandone la piena compatibilità con l'aspetto architettonico ed impiantistico e più in generale con tutti gli altri aspetti del progetto. I calcoli delle strutture comprendono i criteri di impostazione del calcolo, le azioni, i criteri di verifica e la definizione degli elementi strutturali principali che interferiscono con l'aspetto architettonico e con le altre categorie di opere.

L'elaborato in oggetto definisce i criteri di verifica adottati e riporta le relative verifiche complete già in questa prima fase di progettazione definitiva, seppur non di sua propria competenza, per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente per la costruzione delle nuove opere.

10 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Per poter garantire la durabilità delle opere in c.a. ed i livelli di sicurezza prefissati è di fondamentale importanza definire i requisiti delle materie prime usate che la definizione delle modalità di esecuzione. Per tale motivo, il calcestruzzo viene specificato come «miscela progettata» con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Con «calcestruzzo a prestazione» secondo le Linee Guida e la norma UNI EN 206-1 si intende un calcestruzzo per il quale il Progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'Appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste e alle eventuali ulteriori caratteristiche.

Tutti i materiali dovranno essere:

- identificati univocamente a cura del produttore;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore;

accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione.

Il calcestruzzo viene specificato come «miscela progettata» con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione) ed in conformità alle norme UNI di riferimento (UNI EN 206-1, UNI EN 11417-2, UNI EN 11414-1, UNI EN 934 –UNI EN 12350-2, UNI EN 12350-4, etc.).

L'acciaio dovrà essere prodotto da stabilimenti dotati di un sistema permanente di controllo interno alla produzione che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito.

Il sistema di qualità del prodotto deve essere predisposto in coerenza alla Norma UNI EN ISO 9001:2015 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, il produttore e l'organismo di certificazione del processo potranno fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Norme UNI EN 10080:2005, della serie UNI EN 10025:2005, UNI EN 10210:2006 e UNI EN 10219:2006.

Le caratteristiche dei materiali utilizzate a titolo d'esempio in questa fase, per il predimensionamento delle fondazioni, sono

- | | |
|-----------------------------------|---------|
| - Acciaio da cemento armato: | B450C |
| - Calcestruzzo per i pali: | C25/30 |
| - Calcestruzzo per il plinto: | C45/55 |
| - Calcestruzzo per il colletto: | C50/60 |
| - Calcestruzzo per l'inghisaggio: | C90/105 |

- Classe di esposizione ambientale: 2a, XC2;
- Classe di consistenza al momento del getto S4;
- Dimensione massima aggregati 25 mm;
- Copriferro minimo 50 mm;
- Rapporto A/C $\leq 0,50$;
- Contenuto minimo di cemento = 320 Kg/m³;

Tipo di cemento: cemento LH

Additivi superfluidificanti ai policarbossilati eteri provvisti di marcature CE conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 della norma UNI EN 934-2, nel caso in cui il getto sia effettuato nei mesi invernali;

Additivo superfluidificante ritardante ai policarbossilati eteri provvisto di marcatura CE conforme ai prospetti 11.1 ed 11.2 della norma UNI EN 934-2; nel caso in cui il getto sia realizzato nei mesi estivi.

Pertanto, le caratteristiche dei materiali possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Coefficienti di sicurezza			
γ_c	1,50		coefficiente di sicurezza del calcestruzzo
α_{cc}	0,85		coefficiente riduttivo calcestruzzo per le resistenze di lunga durata
γ_s	1,15		coefficiente di sicurezza acciaio
Caratteristiche calcestruzzo suola			
R_{ck}	55,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	45,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
f_{cd}	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
E_{cm}	36.283	MPa	modulo elastico
$f_{cd,fat}$	22,63	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ R}$	27,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ P}$	20,25	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
Caratteristiche calcestruzzo colletto			
R_{ck}	60,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	50,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
f_{cd}	28,33	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
E_{cm}	37.278	MPa	modulo elastico
$f_{cd,fat}$	24,79	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ R}$	30,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ P}$	22,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
Caratteristiche calcestruzzo inghisaggio			
R_{ck}	105,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	90,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
f_{cd}	51,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
E_{cm}	43.631	MPa	modulo elastico
$f_{cd,fat}$	39,53	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ R}$	54,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C\ max\ SLE\ P}$	40,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
Caratteristiche dell'acciaio			
f_{yk}	450,00	MPa	resistenza dell'acciaio caratteristica
f_{yd}	391,30	MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
$\sigma_{S\ max\ SLE\ R}$	360,00	MPa	tensione massima dell'acciaio per SLE rara (0,8 x fyk)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (dritte)	162,50	MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte

$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,69	MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte a m=7
-------------------------------	--------	-----	---

10.1 DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO

Le barre di armatura del calcestruzzo dovranno essere opportunamente ancorate in modo da consentire la trasmissione sicura delle forze di aderenza al calcestruzzo, al fine di evitarne la fessurazione longitudinale ed il distacco. Dovranno inoltre essere curate le lunghezze di sovrapposizione delle barre.

La lunghezza di ancoraggio necessaria è stata determinata utilizzando le espressioni 8.2, 8.3 e 8.4 dell'Eurocodice 2, in cui si è posto σ_{sd} pari a f_{yd}

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

in cui

$\alpha_1 = 1,00$ (nel caso di barre non dritte con $c_d < 3\phi$)

$\alpha_2 = 1,00$ (nel caso di barre non dritte con $\alpha_2 = 0,7 < 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi < 1,0$)

$\alpha_3 = 1,00$ (nel caso di $K = 0$)

$\alpha_4 = 1,00$ (nel caso di barre non saldate)

$\alpha_5 = 1,00$ (nel caso di assenza di confinamento dovuto a pressione trasversale)

$c_d =$ minimo tra: distanza netta tra le barre $a = [(C / n) - \phi]/2$; copriferro c_1

$\phi =$ diametro barra in mm

(in funzione della direzione del getto in fase di realizzazione)

$\eta_1 = 0,70$ considerando zona con condizioni di aderenza mediocri

$\eta_2 = 1,00$ barre con diametro minore o uguale a 32mm

Mentre la lunghezza di sovrapposizione necessaria è stata determinata utilizzando le espressioni 8.10 e 8.11 dell'Eurocodice 2.

$$l_{0d} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} > l_{0,min}$$

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Determinazione tensione ultima di aderenza			
Caratteristiche dell'acciaio			
f_{yk}	450,00	MPa	resistenza dell'acciaio caratteristica
f_{yd}	391,30	MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
Caratteristiche calcestruzzo			
R_{ck}	55,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	45,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica

f_{ctk}	2,66	MPa	resistenza a trazione del calcestruzzo caratteristica
f_{cd}	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
f_{ctd}	1,77	MPa	resistenza a trazione del calcestruzzo di progetto

Determinazione della tensione ultima di aderenza			
η_1	0,70	per l'armatura in zona superiore del plinto in zona di aderenza mediocre	
η_1	1,00	per l'armatura in zona inferiore del plinto e in zona di aderenza buona	
η_2	1,00	armatura sempre minore o uguale a ϕ 32	
$f_{bd, sup}$	2,79	MPa	tensione ultima di aderenza armatura in zona con condizioni di aderenza mediocre
$f_{bd, inf}$	3,99	MPa	tensione ultima di aderenza armatura in zona con condizioni di aderenza buona
Lunghezza di ancoraggio (supponendo $\sigma_{sd} = f_{yd}$)			
a	40,00	mm	interferro minimo
c_1	50,00	mm	copriferro
c_d	20,00	mm	
α_1	1,00	barre dritte o con $c_d < 3\phi$	
α_2	1,00	> 0,70	
K	0,00		
α_3	1,00		
α_4	1,00		
α_6	1,40		

Di seguito una tabella che riassume i risultati per le varie classi di diametri.

				l_{bd} ancoraggio	l_0 sovrapposizione
d= 32	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	1.122 mm	1.150 mm	1.650 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	786 mm	800 mm	1150 mm
d= 28	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	982 mm	1.000 mm	1400 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	687 mm	700 mm	1000 mm
d= 26	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	912 mm	950 mm	1350 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	638 mm	650 mm	950 mm
d= 24	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	842 mm	850 mm	1200 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	589 mm	600 mm	850 mm
d= 22	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	771 mm	800 mm	1150 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	540 mm	550 mm	800 mm
d= 20	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	701 mm	750 mm	1050 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	491 mm	500 mm	700 mm

Tali lunghezze sono state riportate anche negli elaborati strutturali.

11 VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE

11.1 VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO

Per effettuare la verifica della pressione di contatto tra le flange, superiore ed inferiore dell'anchor cage, ed il calcestruzzo è necessario valutare le tensioni di compressione massime agenti $\sigma_{c,max}$ che ivi si esplicano per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalla torre.

Nel caso in cui, nelle verifiche agli SLU, tali tensioni risultassero superiori alle tensioni massime resistenti di progetto, andranno determinate le forze agenti $F_{Ed,FS}$ per la flangia superiore e $F_{Ed,FI}$ per la flangia inferiore dell'anchor cage al fine di confrontarle con la forza di compressione ultima che tale area è in grado di sopportare (F_{Rdu}). L'azione resistente del calcestruzzo è stata calcolata secondo l'Eurocodice 2, al paragrafo 6.7, applicando la seguente relazione:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$$

Per la determinazione della pressione massima che si esplica in corrispondenza delle flange, consideriamo l'azione complessiva agente come la composizione dell'aliquota dovuta alle sollecitazioni provenienti dalla torre P_{td} e dell'aliquota dovuta alla post tensione P_a . Le analisi condotte ai vari stati limite, utilizzano i dati di partenza riportati nella seguente tabella.

Parametri geometrici		
n	100	numero di coppie di barre
A _{barra}	1120 mm ²	area di una barra M42
L _{barra}	3150	Distanza tra le flange
R _m	2,00 m	raggio medio dell'anchor cage
ΔC	0,13 m	Allargamento lungo direzione circonferenziale
Parametri della flangia superiore dell'anchor cage		
L	0,650 m	larghezza flangia
R _i	1,675 m	raggio interno della flangia
R _e	2,325 m	raggio esterno della flangia
A _{fl sup}	8,168 m ²	area della flangia superiore
L _{ingh}	0,770 m	larghezza all'inghisaggio
H _{coll}	0,600	altezza colletto
L _{coll}	1,370 m	larghezza cono al colletto
Parametri della flangia inferiore dell'anchor cage		
L	0,450 m	larghezza flangia
R _i	1,775 m	raggio interno della flangia
R _e	2,225 m	raggio esterno della flangia
A _{fl inf}	5,655 m ²	area della flangia inferiore
H _{C50 inf}	0,200	altezza porzione di C50/60 sopra la flangia inferiore

L _{C50 inf}	0,650 m	larghezza cono inferiore al C45/55
----------------------	---------	------------------------------------

Forze di post tensione		
P _p	610 kN	Forza iniziale di post tensione
C _s	149.333 N/mm	Costante elastica della coppia di barre
C _c	1.164.133 N/mm	Costante elastica del cls compresso
p	11%	Perdita di tensione nelle barre
Z _i	1.376 KN	

Di seguito la verifica allo SLU.

Azioni agenti - SLU		
F _{z t}	-8.711,33 KN	Forza verticale agente
M _{r t}	176.571,11 KN m	Momento agente
P _{tdFz}	-87 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{tdMr}	1.766 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-1.853 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	1.679 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	505 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	839 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} > Z _i

Verifiche tensioni di contatto delle flange		
f _{cd SLU (C90/105)}	51,00 MPa	resistenza di progetto inghisaggio C90/105
f _{cd SLU (C50/60)}	28,33 MPa	resistenza di progetto colletto C50/60
f _{cd SLU (C45/55)}	25,50 MPa	resistenza di progetto suola C45/55
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage		
σ _{C max sotto flangia}	35,04 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ _{C max sotto inghisaggio}	29,58 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo del colletto
σ _{C max sotto colletto}	16,63 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f _{cd (90/105)}	>	σ _{C max sotto flangia} VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	<	σ _{C max sotto inghisaggio} NECESSITA VERIFICA pressioni localizzate EC2 par. 6.7
f _{cd (C45/55)}	>	σ _{C max sotto colletto} VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage		
σ _{C max sopra la flangia}	29,68 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia
σ _{C max al C45/55}	20,55 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f _{cd (C45/55)}	<	σ _{C max sopra la flangia} NECESSITA VERIFICA pressioni localizzate EC2 par. 6.7
f _{cd (C50/60)}	>	σ _{C max al C45/55} VERIFICA

Nelle sezioni in cui la verifica non risulta soddisfatta si procede ad approfondirla considerando l'allargamento del cono previsto da EC2 par. 6.7.

Verifiche pressioni localizzate EC2 par. 6.7			
Caratteristiche calcestruzzo sotto l'inghisaggio			
$\sigma_{C\ max}$	29,58	MPa	tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
f_{cd}	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'ancor cage			
$\sigma_{C\ max}$	29,68	MPa	tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
f_{cd}	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche dimensionali			
D	4,00	m	Diametro medio della gabbia di ancoraggio
n°	100		Numero di tirafondi
ΔC	0,13	m	Arco di circonferenza interessato
L_{FS}	0,77	m	Larghezza dell'inghisaggio
L_{FI}	0,45	m	Larghezza della flangia inferiore dell'ancor cage
$A_{c0,FS}$	0,10	m ²	area porzione di setto circolare sotto l'inghisaggio
$A_{c0,FI}$	0,06	m ²	area porzione di setto circolare sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$\Delta C_{c,FS}$	0,13	m	All. lungo dir. circonferenziale sotto l'inghisaggio
$L_{r,FS}$	2,31	m	All. lungo dir. radiale sotto l'inghisaggio
$\Delta C_{c,FI}$	0,13	m	All. lungo dir. circonferenziale sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$L_{r,FI}$	1,35	m	All. lungo dir. radiale sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$A_{c1,FS}$	0,29	m ²	area zona interessata sotto l'inghisaggio
$A_{c1,FI}$	0,17	m ²	area zona interessata sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
Forze resistenti			
$(A_{c1,FS}/A_{c0,FS})^{0,5}$	1,73		per la flangia della torre
$(A_{c1,FI}/A_{c0,FI})^{0,5}$	1,73		per la flangia inferiore dell'ancor cage
$F_{Rdu,FS}$	4.273,67	KN	$F_{Rdu}=A_{c0,FT}*f_{cd}*(A_{c1,FT}/A_{c0,FT})^{0,5}$
$F_{Rdu,FI}$	2.497,60	KN	$F_{Rdu}=A_{c0,FA}*f_{cd}*(A_{c1,FA}/A_{c0,FA})^{0,5}$
Forze agenti			
$F_{Edu,FS}$	2.862,17	KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'ancor cage F = $\sigma_{C\ max} \times A_{c0, FS}$
$F_{Edu,FI}$	1.678,60	KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'ancor cage F = $\sigma_{C\ max} \times A_{c0, FI}$
Verifica			
$F_{Rdu,FS}$	>	$F_{Edu,FS}$	VERIFICA
$F_{Rdu,FI}$	>	$F_{Edu,FI}$	VERIFICA

La verifica risulta soddisfatta. Sarà comunque necessario disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto del carico, di cui si dirà nel successivo paragrafo.

Di seguito la verifica allo SLE combinazione caratteristica.

Azioni agenti - SLE caratteristica			
$F_z\ t$	-6.662,22	KN	Forza verticale agente
$M_r\ t$	117.714,07	KN m	Momento agente
P_{tdFz}	-67	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P_{tdMr}	1.177	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P_{tdDW}	-1.244	KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso

P _{td UP}	1.111 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	539 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i

Verifica compressione calcestruzzo			
f _{cd SLE (90/105)}	54,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/105 (0,6x $f_{ck 90/105}$)
f _{cd SLE (50/60)}	30,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,6x $f_{ck 50/60}$)
f _{cd (C45/55)}	27,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,6x $f_{ck 45/55}$)
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage			
σ_C max sotto flangia	28,43	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ_C max sotto inghisaggio	24,00	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ_C max sotto coltetto	13,49	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f _{cd (90/105)}	>	σ_C max sotto flangia	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ_C max inghisaggio	VERIFICA
f _{cd (C45/55)}	>	σ_C max sotto coltetto	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage			
σ_C max sopra la flangia	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ_C max al C45/55	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f _{cd (C45/55)}	>	σ_C max	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ_C max al C45/55	VERIFICA

Di seguito la verifica allo SLE combinazione quasi permanente.

Azioni agenti - SLE quasi permanente			
F _{z t}	-6.902,00	KN	Forza verticale agente
M _{r t}	97.465,00	KN m	Momento agente
P _{td Fz}	-69	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{td Mr}	975	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-1.044	KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	906	KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	551	KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610	KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i

Verifica compressione calcestruzzo			
f _{cd SLE (90/105)}	40,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/505 (0,45x $f_{ck 90/105}$)
f _{cd (C50/60)}	22,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,45x $f_{ck 50/60}$)
f _{cd (C45/55)}	20,25	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,45x $f_{ck 45/55}$)
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage			
σ_C max sotto flangia	26,26	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ_C max sotto inghisaggio	22,17	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ_C max sotto coltetto	12,46	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f _{cd (90/105)}	>	σ_C max sotto flangia	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ_C max inghisaggio	VERIFICA
f _{cd (C45/55)}	>	σ_C max sotto coltetto	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage			
σ_C max sopra la flangia	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ_C max al C45/55	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f _{cd (C45/55)}	>	σ_C max	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ_C max al C45/55	VERIFICA

Di seguito la verifica allo SLE combinazione quasi permanente.

Azioni agenti - SLE quasi permanente		
Fz t	-6.902,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	97.465,00 KN m	Momento agente
P _{tdFz}	-69 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{tdMr}	975 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-1.044 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	906 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	551 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i

Verifica compressione calcestruzzo			
f _{cd SLE (90/105)}	40,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/505 (0,45x f _{ck 90/105})
f _{cd (C50/60)}	22,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,45x f _{ck 50/60})
f _{cd (C45/55)}	20,25	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,45x f _{ck 45/55})
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage			
σ _{C max sotto flangia}	26,26	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ _{C max sotto inghisaggio}	22,17	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ _{C max sotto coltetto}	12,46	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f _{cd (90/105)}	>	σ _{C max sotto flangia}	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ _{C max inghisaggio}	VERIFICA
f _{cd (C45/55)}	>	σ _{C max sotto coltetto}	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage			
σ _{C max sopra la flangia}	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ _{C max al C45/55}	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f _{cd (C45/55)}	>	σ _{C max}	VERIFICA
f _{cd (C50/60)}	>	σ _{C max al C45/55}	VERIFICA

La tensione di compressione del calcestruzzo sotto le flange agli SLE è inferiore a quella consentita per gli stati limite considerati, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel proseguo ad effettuare, per la zona di calcestruzzo in esame, le verifiche allo stato limite di fatica.

Azioni minime a fatica		
Fz t	-6.484,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	34.076,00 KN m	Momento agente
P _{tdFz}	-65 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{tdMr}	341 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-406 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	276 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	587 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
Azioni massime a fatica		
Fz t	-6.622,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	78.192,00 KN m	Momento agente
P _{tdFz}	-66 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{tdMr}	782 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-848 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	716 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto

P_a DW	562 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per Ptd < Zi
P_a UP	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per Ptd < Zi

Verifiche del calcestruzzo		
$f_{cd\ fat}$ (C90/105)	39,53 MPa	resistenza di progetto a fatica inghisaggio C90/105
$f_{cd\ fat}$ (C50/60)	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C50/60
$f_{cd\ fat}$ (C45/55)	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C45/55
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage		
σ_C max sotto flangia	24,14	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ_C max inghisaggio	20,38 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ_C max suola	11,45 MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
σ_C min sotto flangia	19,34 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ_C min inghisaggio	16,32	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ_C min suola	9,17	tensione minima nel calcestruzzo della suola
η_c	0,91	
$S_{cd, max}$ flangia	0,56	livello massimo delle tensioni di compressione C90/105
$S_{cd, min}$ flangia	0,44	livello minimo delle tensioni di compressione C90/105
Y flangia	0,72	
$S_{cd, max}$ inghisaggio	0,75	livello massimo delle tensioni di compressione C50/60
$S_{cd, min}$ inghisaggio	0,60	livello minimo delle tensioni di compressione C50/60
Y inghisaggio	0,78	
$S_{cd, max}$ suola	0,46	livello massimo delle tensioni di compressione C45/55
$S_{cd, min}$ suola	0,37	livello minimo delle tensioni di compressione C45/55
Y suola	0,69	
Verifica nel calcestruzzo sotto la flangia C90/105		
(MC10 eq. 7.4.7a) $\log N_1 =$	12,62	Log N = 15,03 > 6
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	15,03	
σ_C max =	24,14 <	54,00 = 0,6 x $f_{ck}(C90/105)$
$(\sigma_C$ max + σ_C min)/2=	21,74 <	45,00 = 0,5 x $f_{ck}(C90/105)$
Verifica nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio C50/60		
(MC10 eq. 7.4.7a) $\log N_1 =$	8,99	Log N = 9,08 > 6
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	9,08	
σ_C max =	20,38 <	30,00 = 0,6 x $f_{ck}(C50/60)$
$(\sigma_C$ max + σ_C min)/2=	18,35 <	25,00 = 0,5 x $f_{ck}(C50/60)$
Verifica nel calcestruzzo della suola C32/40		
(MC10 eq. 7.4.7a) $\log N_1 =$	13,76	Log N = 18,07 > 6
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	18,07	
σ_C max =	11,45 <	27,00 = 0,6 x $f_{ck}(C45/55)$
$(\sigma_C$ max + σ_C min)/2=	10,31 <	22,50 = 0,5 x $f_{ck}(C45/55)$
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage		
σ_C max sopra la flangia	20,76 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
σ_C max al C45/55	14,37 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
σ_C min sopra la flangia	19,87 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
σ_C min al C45/55	13,76 MPa	tensione minima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
$f_{cd\ fat}$ (C50/60)	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica C50/60
$f_{cd\ fat}$ (C45/55)	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica C45/55
η_c	0,98	
$S_{cd, max}$ (C50/60)	0,82 MPa	livello massimo delle tensioni di compressione
$S_{cd, min}$ (C50/60)	0,78 MPa	livello minimo delle tensioni di compressione
Y (C50/60)	0,84	
$S_{cd, max}$ (C45/55)	0,62 MPa	livello massimo delle tensioni di compressione
$S_{cd, min}$ (C45/55)	0,60 MPa	livello minimo delle tensioni di compressione

$Y_{(C45/55)}$	0,77	
Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C50/60		
(MC10 eq. 7.4.7a) $\text{Log } N_1 =$	8,79	$\text{Log } N = 8,95 > 6$
(MC10 eq. 7.4.7b) $\text{Log } N_2 =$	8,95	
$\sigma_{C \max} =$	20,76	$< 30,00 = 0,6 \times f_{ck(C50/60)}$
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2 =$	20,31	$< 25,00 = 0,5 \times f_{ck(C50/60)}$
Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C45/55		
(MC10 eq. 7.4.7a) $\text{Log } N_1 =$	13,40	$\text{Log } N = 20,09 > 6$
(MC10 eq. 7.4.7b) $\text{Log } N_2 =$	20,09	
$\sigma_{C \max} =$	22,63	$< 27,00 = 0,6 \times f_{ck(C45/55)}$
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2 =$	11,73	$< 22,50 = 0,5 \times f_{ck(C45/55)}$

L'escursione di tensione nel calcestruzzo è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

11.2 VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO

Secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2, al paragrafo 6.7, si raccomanda di disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto delle pressioni localizzate. Tali armature sono state disposte in prossimità delle flange, superiore ed inferiore dell'ancor cage.

Le forze di trazione agenti in tali armature sono state quindi valutate con l'ausilio di modelli tirante-puntone, secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2, al paragrafo 6.5.3.

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Caratteristiche geometriche e dei materiali		
Caratteristiche dell'acciaio		
f_{yd}	391,30 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
Caratteristiche dimensionali flangia superiore dell'ancor cage		
H	3,15 m	Altezza puntone
a	0,65 m	Larghezza flangia
b_{eff}	2,00 m	regione di totale discontinuità - $b_{eff} = 0,5 H + 0,65 a$
$\tan \theta$	2,34	
θ	67 °	Angolo di inclinazione dei puntoni
h	1,58 m	
$z=h/2$	0,79 m	
d	0,95 m	
Caratteristiche dimensionali flangia inferiore dell'ancor cage		
H	3,15 m	Altezza puntone
a	0,45 m	Larghezza flangia
b_{eff}	1,87 m	regione di totale discontinuità - $b_{eff} = 0,5 H + 0,65 a$
$\tan \theta$	2,22	
θ	66 °	Angolo di inclinazione dei puntoni
h	1,58 m	
$z=h/2$	0,79 m	
d	0,95 m	

Caratteristiche armatura presente per la flangia superiore		
ϕ	20 mm	diametro di armatura per la flangia superiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm ²	Area di armatura per la flangia superiore
Caratteristiche armatura presente per la flangia inferiore		
ϕ	20 mm	diametro di armatura per la flangia inferiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm ²	Area di armatura per la flangia inferiore

Verifica SLU		
Azione agente		
F _{Edu,FS}	2862,17 KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'ancor cage
F _{Edu,FI}	1678,60 KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
Forza di trazione corrispondente		
T _{ed,FS}	612,19 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/H)$
T _{ed,FI}	377,68 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/H)$
Forza di trazione massima resistente		
F _{R,FS}	737,59 KN	$F_{Rd}=A \cdot f_{yd}$
F _{R,FI}	737,59 KN	$F_{Rd}=A \cdot f_{yd}$
VERIFICA		
F _{R,FS} > T _{ed,FS}	VERIFICA	
F _{R,FI} > T _{ed,FI}	VERIFICA	

La forza massima agente nelle armature allo scopo disposte sotto l'inghisaggio e sopra la flangia inferiore dell'ancor cage risulta idonea a sostenere le forze in gioco, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel prosieguo ad effettuare, per le armature in esame, le verifiche agli stati limite di esercizio e allo stato limite di fatica.

Verifica SLE – combinazione caratteristica		
Azione agente		
$\sigma_{c \max}$	24,00 MPa	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'ancor cage
F _{FS}	2322,35 KN	forza max che si esplica sotto l'inghisaggio $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FT}$
$\sigma_{c \max}$	21,57 MPa	tensione max agente sul calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
F _{FI}	1220,00 KN	forza max che si esplica sopra la flangia inferiore dell'ancor cage $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FA}$
Caratteristiche acciaio		
f _{yd SLE}	360 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE (0,8xfyk)
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sotto la flangia della torre		
T _{FS}	496,73 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/h)$
$\sigma_{s \max}$	263,52 MPa	tensione massima nell'acciaio dei tiranti sotto l'inghisaggio
f _{yd SLE} > $\sigma_{s \max}$	VERIFICA	
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'ancor cage		
T _{FI}	244,00 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/h)$
$\sigma_{s \max}$	129,45 MPa	tensione massima nell'acciaio dei tiranti sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
f _{yd SLE} > $\sigma_{s \max}$	VERIFICA	

La tensione massima nell'acciaio è inferiore a quella consentita per gli stati limite di esercizio, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito la verifica a fatica.

Verifica a fatica

Azione agente sotto la flangia superiore dell'ancor cage			
$\sigma_{c \max}$	24,14	MPa	tensione massima agente sul calcestruzzo sotto la flangia
$F_{FT \max}$	2335,72	KN	forza massima che si esplica sotto la flangia $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FT}$
$\sigma_{c \min}$	19,34	Mpa	tensione minima agente sul calcestruzzo sotto la flangia
$F_{FS \min}$	1871,08	KN	forza minima che si esplica sotto la flangia $F = \sigma_{c \min} \times A_{CO, FT}$
ΔF_{FS}	464,64	KN	variazione dell'Azione che si esplica sotto la flangia ($F_{\max} - F_{\min}$)
Azione agente sopra la flangia inferiore dell'ancor cage			
$\sigma_{c \max}$	20,76	MPa	tensione massima agente sul calcestruzzo sopra la flangia inferiore
$F_{FI \max}$	1173,89	KN	forza massima che si esplica sopra la flangia $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FA}$
$\sigma_{c \min}$	19,87	MPa	tensione minima agente sul calcestruzzo sopra la flangia
$F_{FI \min}$	1123,57	KN	forza minima che si esplica sopra la flangia $F = \sigma_{c \min} \times A_{CO, FA}$
ΔF_{FI}	50,31	KN	variazione dell'Azione che si esplica sotto la flangia ($F_{\max} - F_{\min}$)
Caratteristiche acciaio			
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,69	MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sotto la flangia superiore dell'ancor cage			
ΔT_{FS}	82,60	KN	$T = F/4 \times (1 - 0,7x_a/h)$
$\Delta \sigma_{S \max}$	43,82	MPa	escursione di tensione massima nell'acciaio dei tiranti sotto la flangia
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	>	$\Delta \sigma_{S \max}$	VERIFICA

Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'ancor cage			
ΔT_{FI}	10,06	KN	$T = F/4 \times (1 - 0,7x_a/h)$
$\Delta \sigma_{S \max}$	5,34	MPa	escursione di tensione massima nell'acciaio dei tiranti sopra la flangia
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	>	$\Delta \sigma_{S \max}$	VERIFICA

L'escursione di tensione nell'acciaio è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

11.3 VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTTO

Per assicurare il trasferimento degli sforzi di trazione provenienti dalla torre alla fondazione sono stati disposti n° 2 serie di coppie ferri piegati ad U, una interna ed una esterna alla gabbia di tirafondi, ognuna composta da n°100 ferri.

Per le verifiche consideriamo il colletto come una sezione in c.a.

Dati generali			
f_{yd}	391,30	MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
$f_{yd \text{ SLE}}$	360	MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE ($0,8 \times f_{yk}$)
Caratteristiche armatura presente			
ϕ	26	mm	diametro barre armatura
A	531	mm ²	Area barre armatura

Di seguito la verifica allo SLU.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [cm]
 Raggio interno: 100 [cm]
 N° barre uguali: 0
 Diametro barre: 0 [cm]
 Coprifero (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 8711 0 kN
 M_{xEd}: 176571 176571,1 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

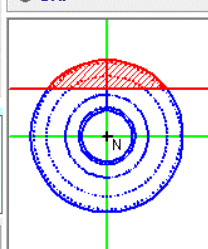
Materiali
 B450C C45/55
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 25,5 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 16
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,9333
 τ_{c1}: 2,543

M_{xRd}: 220.076 kN m
 σ_c: -25,5 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 14,62 ‰
 d: 589 cm
 x: 113,7 x/d: 0,1931
 δ: 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso



Il momento resistente della sezione (MRd) risulta maggiore del momento agente (MEd), pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel proseguo ad effettuare, per le armature in esame, le verifiche agli stati limite di esercizio e allo stato limite di fatica considerando l'azione di post tensione dei tirafondi

Di seguito la verifica allo SLE combinazione caratteristica.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [cm]
 Raggio interno: 100 [cm]
 N° barre uguali: 0
 Diametro barre: 0 [cm]
 Coprifero (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 6622 kN
 M_{xEd}: 0 117714 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Materiali
 B450C C45/55
 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}: 25,5 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 16
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,9333
 τ_{c1}: 2,543

Armatura Precompressione
 N° cavi: 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{cp} [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

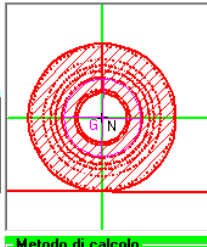
Barra
 Barra
 ε_{su}: 67,5 ‰
 f_{yd}: 869,6 N/mm²
 E_s/E_c: 6
 ε_{syd}: 4,348 ‰
 σ_{s,adm}: 800 N/mm²

M_{xRd}: -9,642 N/mm²
 σ_s: -2,066 N/mm²
 ε_s: -0,01033 ‰
 d: 589 cm
 x: 597,5 x/d: 1,014
 δ: 1

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

Vertici: 50
 Verifica N° iterazioni: 1
 Precompresso

σ_{sp}: 536,6 N/mm²
 ε_{sp}: 2,683 ‰ compressa predef.



La tensione massima nell'acciaio è inferiore a quella consentita per gli stati limite di esercizio, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito la verifica a fatica eseguita.

Fatica minimi

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [cm]

Raggio interno: 100 [cm]

N° barre uguali: 0

Diametro barre: 0 [cm]

Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

Armadura Precompressione

N° cavi: 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sc} [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 -6484 kN

M_{xEd}: 0 34076 kNm

M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -

Metodo n

Materiali

B450C C45/55

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}: 25,5 ‰

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8

ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 16

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,9333

τ_{c1}: 2,543

σ_c: -6,207 N/mm²

ε_s: -0,2591 ‰

σ_{sp}: 522,1 N/mm²

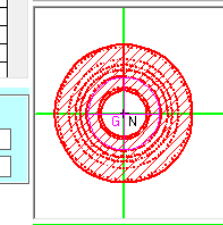
ε_{sp}: 2,61 ‰ compressa pref.

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso



Fatica massimi

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [cm]

Raggio interno: 100 [cm]

N° barre uguali: 0

Diametro barre: 0 [cm]

Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

Armadura Precompressione

N° cavi: 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sc} [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 -6622 kN

M_{xEd}: 0 78192 kNm

M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -

Metodo n

Materiali

B450C C45/55

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}: 25,5 ‰

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8

ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 16

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,9333

τ_{c1}: 2,543

σ_c: -8,017 N/mm²

ε_s: -0,1278 ‰

σ_{sp}: 529,7 N/mm²

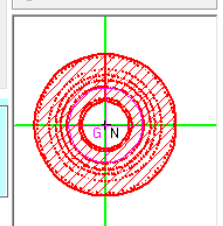
ε_{sp}: 2,649 ‰ compressa pref.

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso



Tensioni agenti			
F_{ed}	-6.622,00 KN	Forza verticale massima agente	
M_{ed}	78.192,00 KN m	Momento massimo agente	
F_{ed}	-6.484,00 KN	Forza verticale minima agente	
M_{ed}	34.076,00 KN m	Momento minimo agente	
$\sigma_s \text{ fat max}$	118,50 MPa	tensione massima nella barra dell'ancor cage maggiormente sollecitata	
$\sigma_s \text{ fat min}$	92,40 MPa	tensione minima nella barra dell'ancor cage maggiormente sollecitata	
$\Delta\sigma_{Rsd} \text{ (dritte)}$	101,69 MPa	escursione ammissibile nell'acciaio - verifiche a fatica barre dritte	
$\Delta\sigma_{Rsd} \text{ (piegate)}$	54,10 MPa	barre piegate	$\phi= 26$ $D= 182$
VERIFICA			
$\Delta\sigma_{S \text{ max}}$	26,10 MPa	escursione di tensione massima nelle armature di collegamento	
$\Delta\sigma_{Rsk} \text{ (piegate)}$	> $\Delta\sigma_{S \text{ max}}$	VERIFICA	

L'escursione di tensione nell'acciaio è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

12 CRITERI GENERALI DI CALCOLO

L'analisi FEM, eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++12 licenza n° A101280VT, ha fornito le sollecitazioni agenti sull'opera di fondazione.

Vista la particolare modalità delle condizioni di carico applicate, la simmetria del problema e la reale applicazione dei carichi alla fondazione, verrà effettuata l'analisi lungo un diametro della fondazione. I risultati ottenuti saranno quindi estesi alla totalità della fondazione.

Infatti, la direzione di applicazione del carico è una questione puramente convenzionale, in realtà questa condizione di carico si potrà verificare lungo ognuna delle direzioni uscenti dal centro della torre.

12.1 TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Il metodo di analisi utilizzato è quello statico, che modella le azioni dinamiche agenti sulla struttura mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti. Le forze applicate sono comprensive degli effetti dinamici ordinari delle azioni che rappresentano.

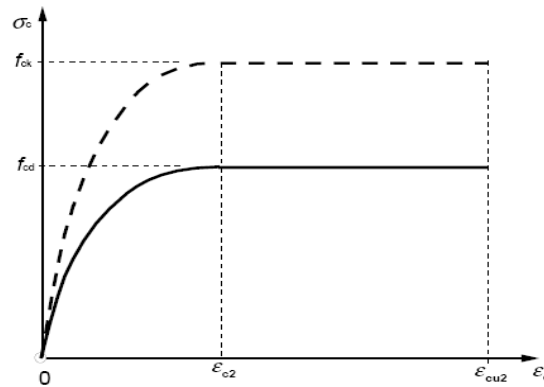
12.2 METODO DI VERIFICA SEZIONALE

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

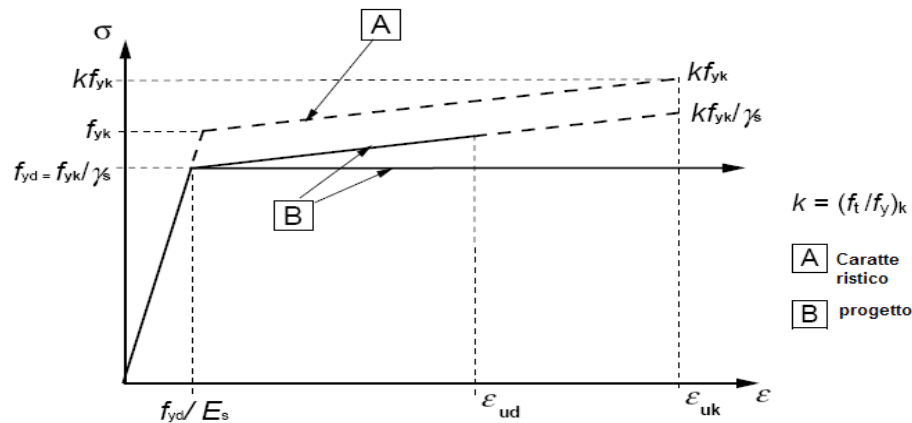
Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente sulla sezione dell'oggetto.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

Legame parabola rettangolo per il cls.



Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio



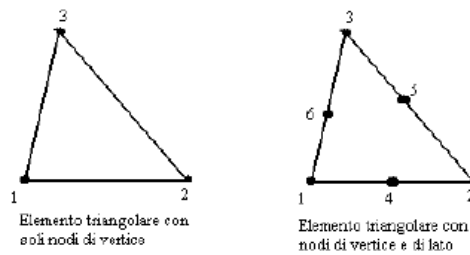
12.3 CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi del plinto di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM).

La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) sviluppatosi a partire dalla fine degli anni '50 del secolo scorso rappresenta attualmente il metodo più diffuso nel campo dell'analisi del continuo sia per problemi statici che dinamici in campo lineare e non lineare.

Tralasciando gli aspetti teorici del problema, per i quali si rimanda alla vastissima letteratura specializzata, in breve il metodo suddivide il mezzo continuo in tanti sottodomini (detti elementi) connessi fra loro mediante nodi.



Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari.

La procedura di suddivisione del continuo in elementi prende il nome di generazione mesh e rappresenta il primo passo per l'analisi ad elementi finiti di qualsivoglia struttura.

In letteratura esistono diversi metodi per la generazione di una mesh di elementi su una regione di forma qualsiasi. Il metodo sicuramente più noto si basa sulla tecnica di triangolazione di Delaunay che consente di ottenere mesh di elementi triangolari. Con tale metodo la mesh ottenuta è ottimizzata nel senso che fra tutte le triangolazioni possibili quella di Delaunay minimizza il massimo angolo e massimizza il minimo angolo generando in tal modo elementi che hanno il più basso rapporto di distorsione. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y .

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento k_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento p_e .

La determinazione dello stato di tensione indotte nel terreno da un carico applicato in superficie viene eseguita con l'ipotesi di mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo ed isotropo. La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura K ed il vettore dei carichi nodali p . La soluzione del sistema

$$K u = p$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali u .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

Per l'analisi della piastra soggetta a carichi nel piano vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} .

12.4 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17/01/2018. Gli stati limite analizzati sono:

Stati limite ultimi (SLU)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nei tabulati di calcolo.

Stati limite di esercizio (SLE)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. I valori limite, così come definiti nelle norme tecniche, sono riportati nelle tabelle di calcolo.

Secondo quanto previsto dalla normativa le verifiche sono state eseguite nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione

SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando per ogni stato limite considerato la sollecitazione agente sia minore o al più uguale a quella resistente.

Si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$

Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

La combinazione 1 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2:

Un'unica combinazione $(A1+M1+R3)$.

La nuova normativa, NTC 2018, in merito alle fondazioni indirette prescrive:

verifica di stabilità globale da effettuare secondo la combinazione 2 $(A2+R2+M2)$ dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 2, con la combinazione $(A1+M1+R3)$,

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche agli SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

12.5 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo strutturale, e le successive verifiche, l'opera di fondazione è stata schematizzata come una piastra. Per l'analisi si è utilizzato il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura cioè viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e la rotazione intorno agli assi x e y , φ_x e φ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni:

$$f_x = -dw/dy$$

$$f_y = dw/dx$$

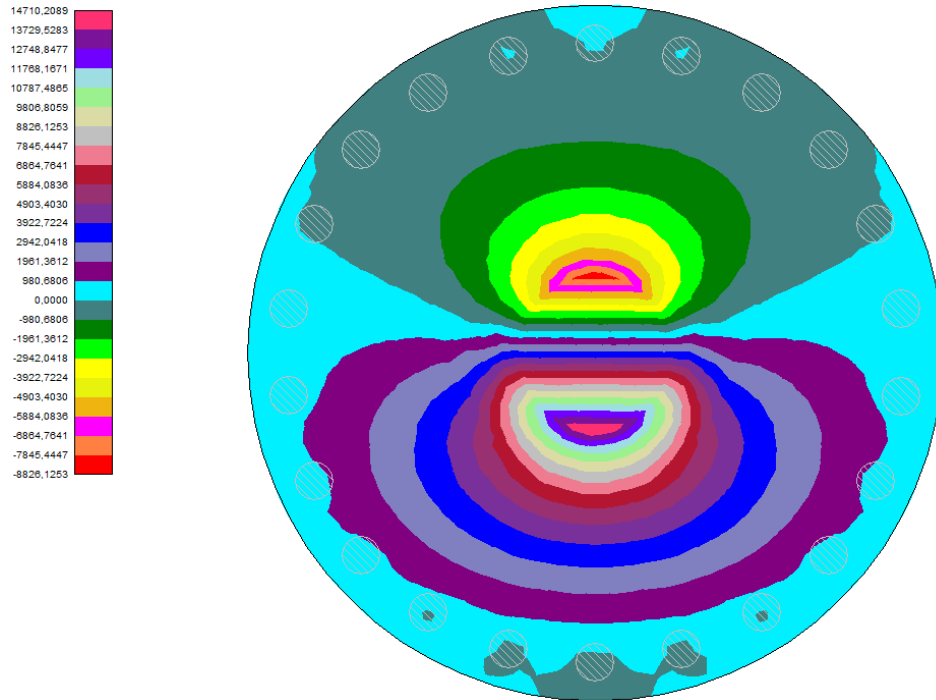
Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento.

In particolare, dall'analisi FEM, eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++12 licenza n° A101280VT, si sono ricavate le sollecitazioni agenti sull'opera di fondazione. A sua volta, conoscendo le sollecitazioni (si rimanda al fascicolo dei calcoli) si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM 17/01/2018; tali verifiche sono riportate nei paragrafi seguenti. Al fine di eseguire la valutazione delle sollecitazioni agenti sul blocco di fondazione, sono state combinate tra di loro le azioni gravitazionali, sismiche e quelle specifiche sulla torre, secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

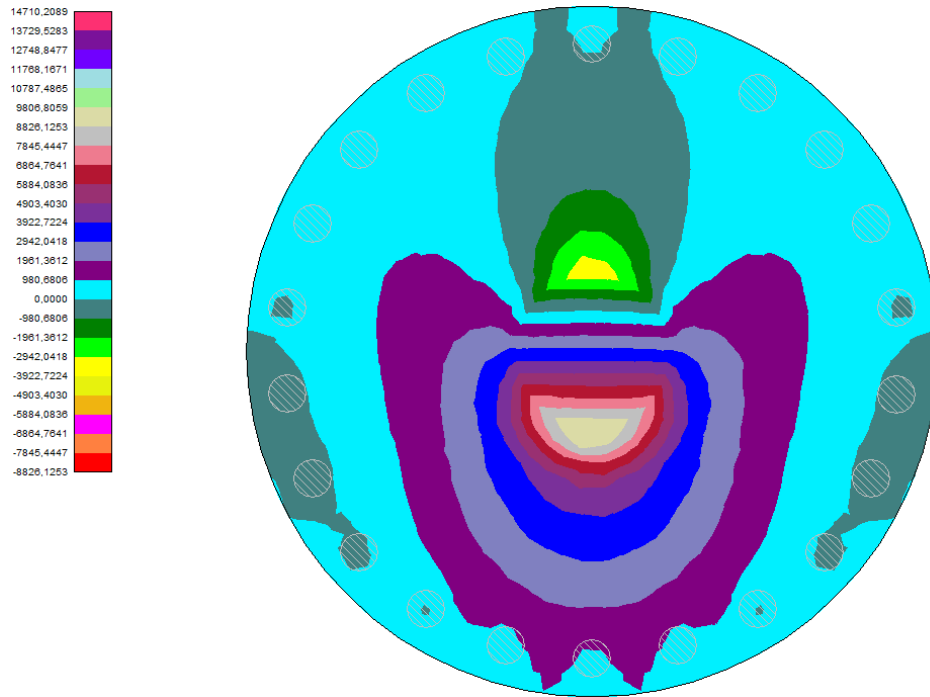
13 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI

I risultati di output del modello FEM possono essere riassunti nella seguente colormap in cui è rappresentato l'andamento delle principali caratteristiche di sollecitazione agenti.

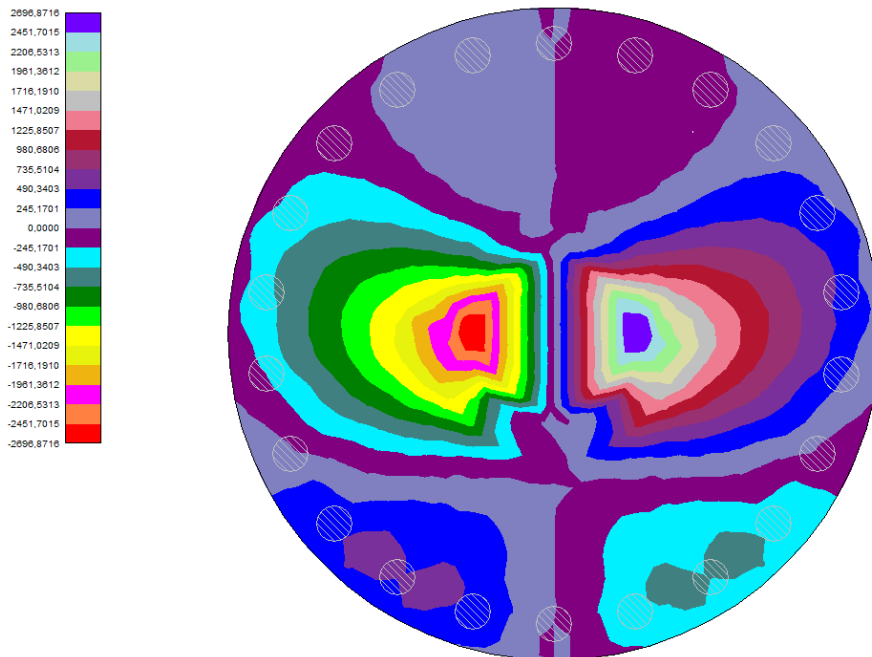
- Distribuzione del momento M_y (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 3



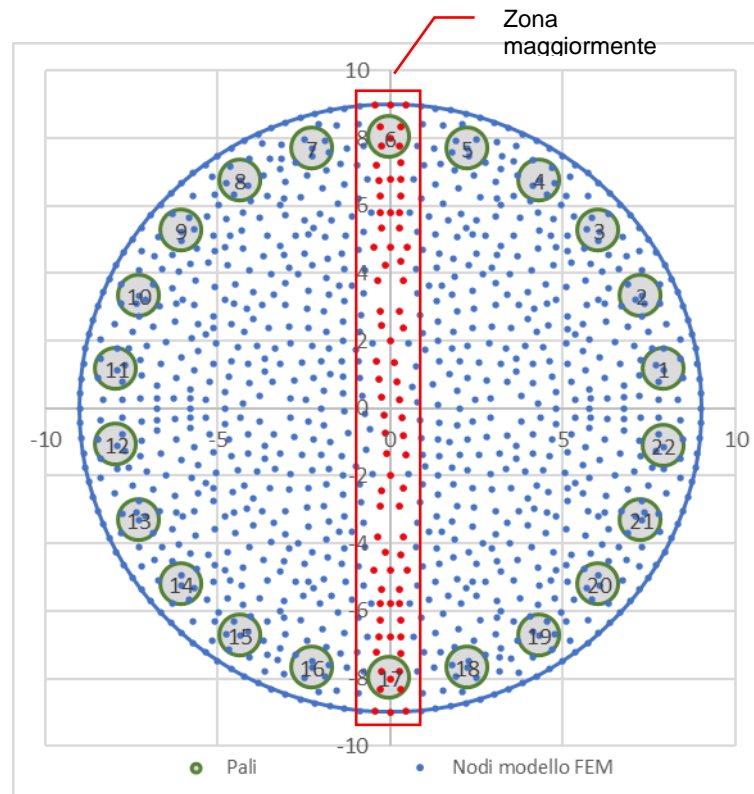
- Distribuzione del momento M_x (KN m) nella piastra di fondazione



- Distribuzione del taglio Ty (kN) nella piastra di fondazione



Dall'analisi delle colormap possiamo affermare che, nella configurazione di carico analizzata, le sollecitazioni massime agenti lungo la struttura esaminata sono localizzate lungo il diametro della fondazione individuato dall'asse Y. Pertanto si è concentrata l'analisi sulle sollecitazioni radiali e tangenziali agenti lungo tale asse, al fine di estendere i risultati dell'analisi alla totalità della fondazione.



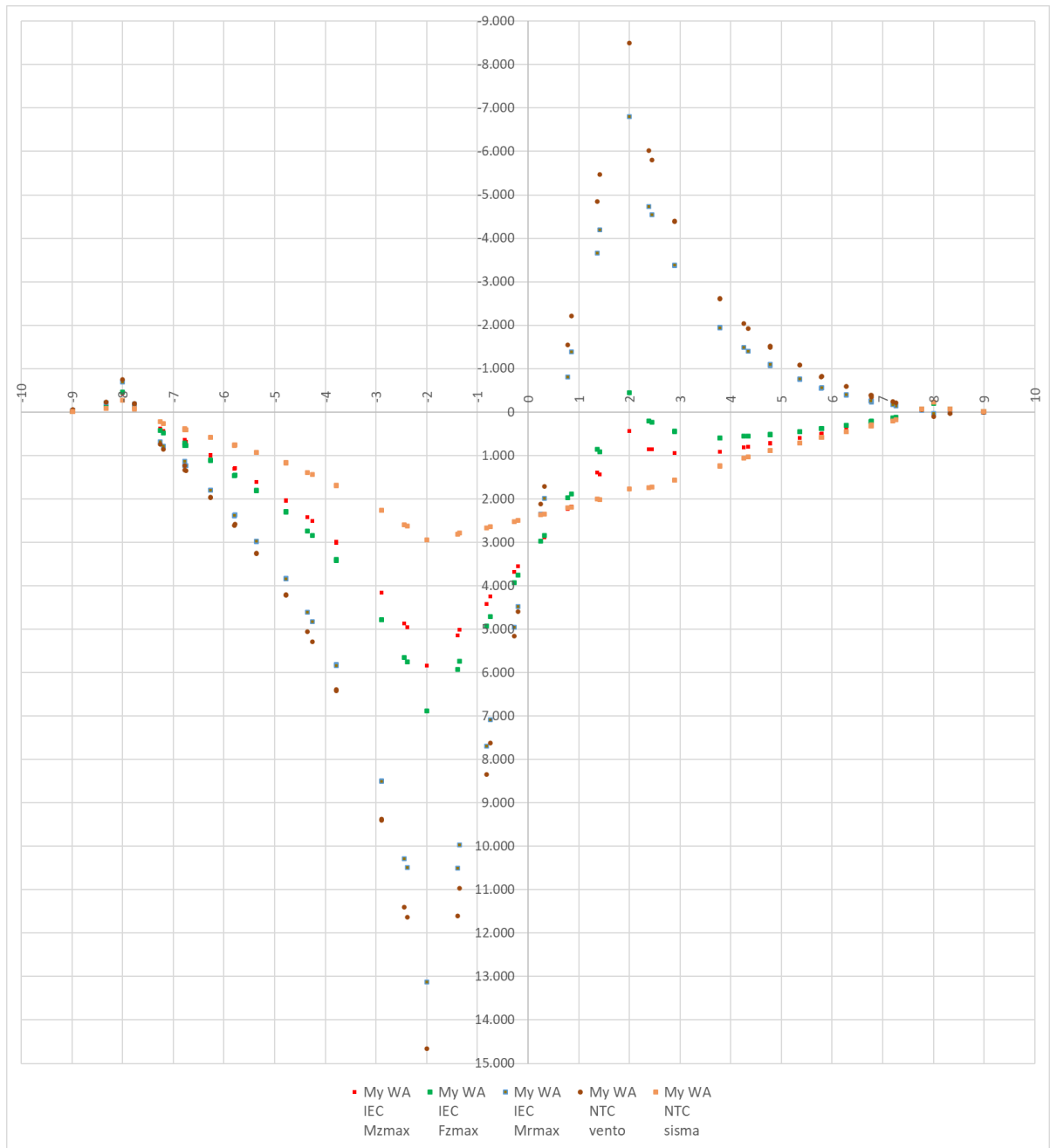
Per la definizione delle azioni massime agenti è stato effettuato l'involuppo delle sollecitazioni nodali agenti nei punti individuati in figura come nodi analizzati, appartenenti ad una fascia di fondazione di larghezza pari ad 1m a cavallo dell'asse Y.

13.1 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI AGENTI

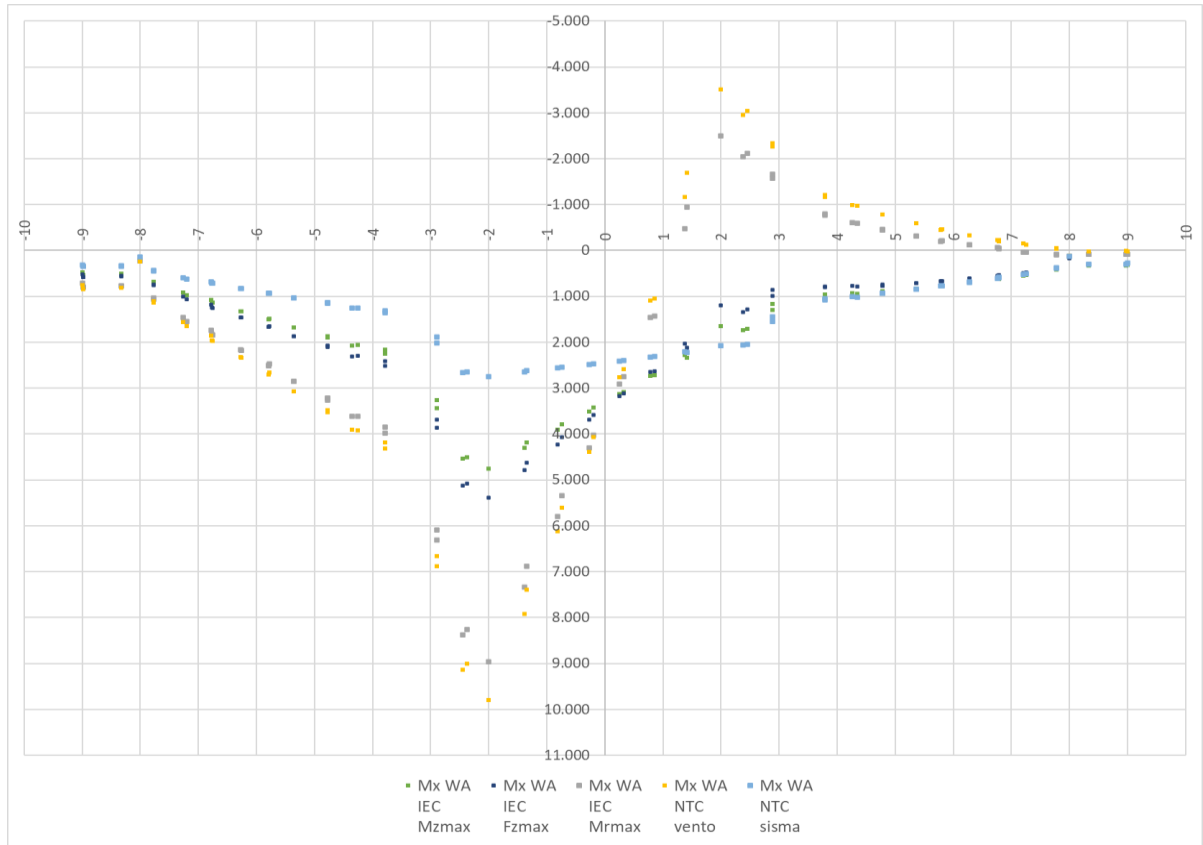
Dall'analisi effettuata sono state dedotte le seguenti sollecitazioni massime agenti sulla fondazione:

SLU – A1

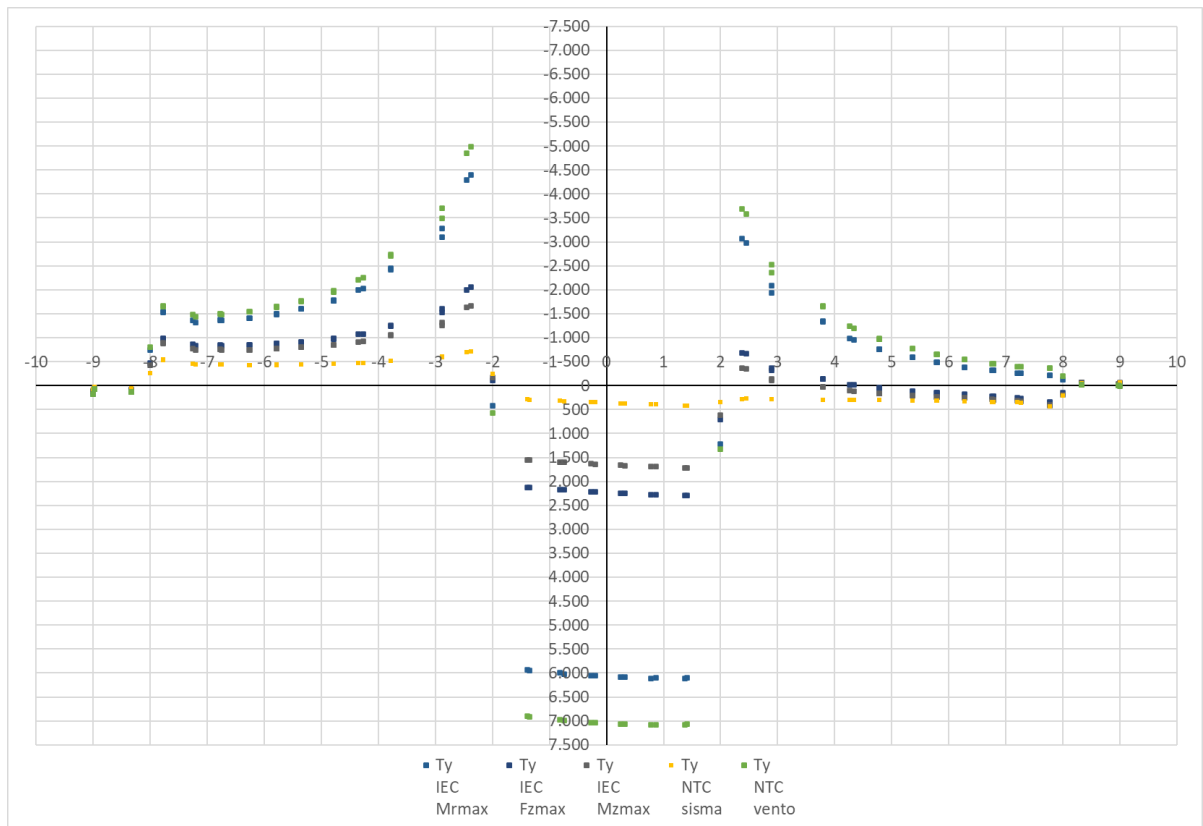
Inviluppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Inviluppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

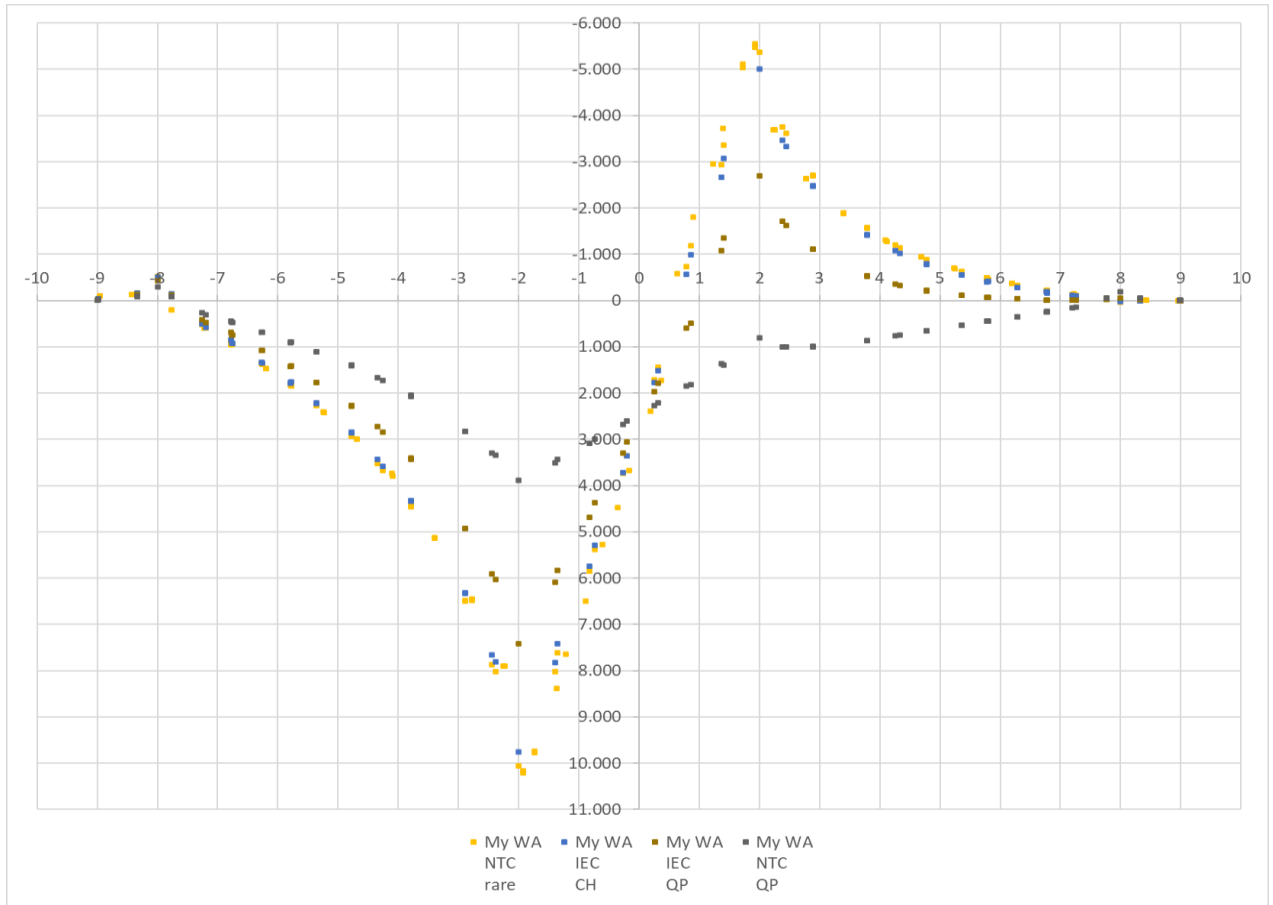


Inviluppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

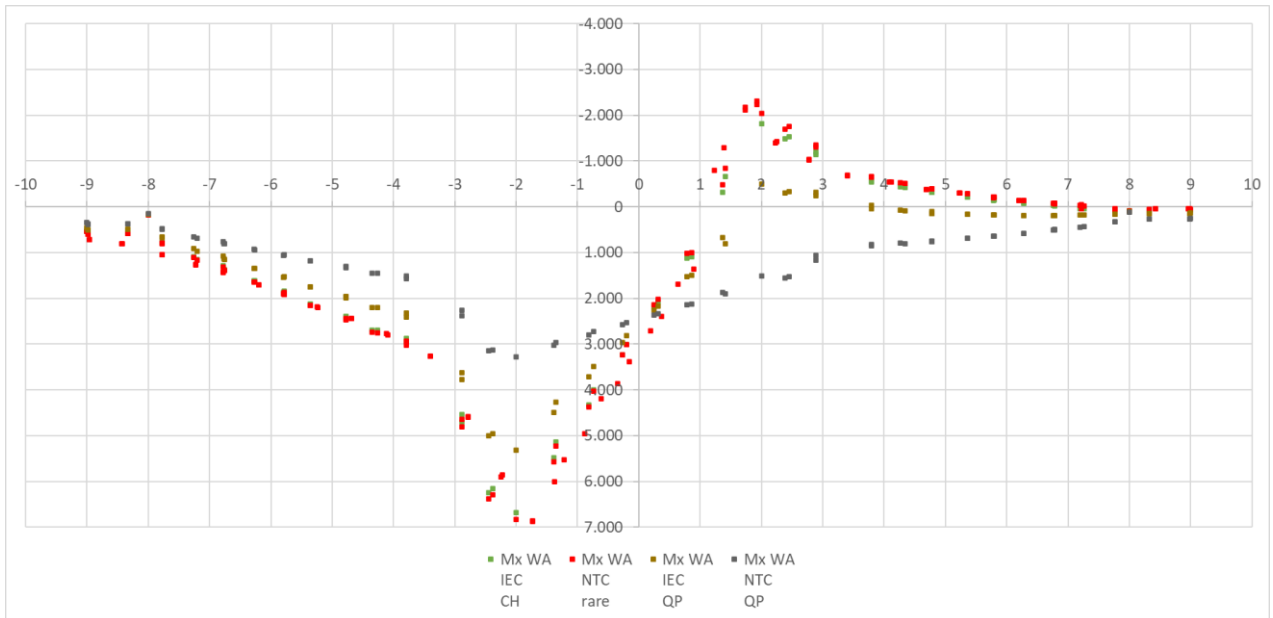


SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica

Involuppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

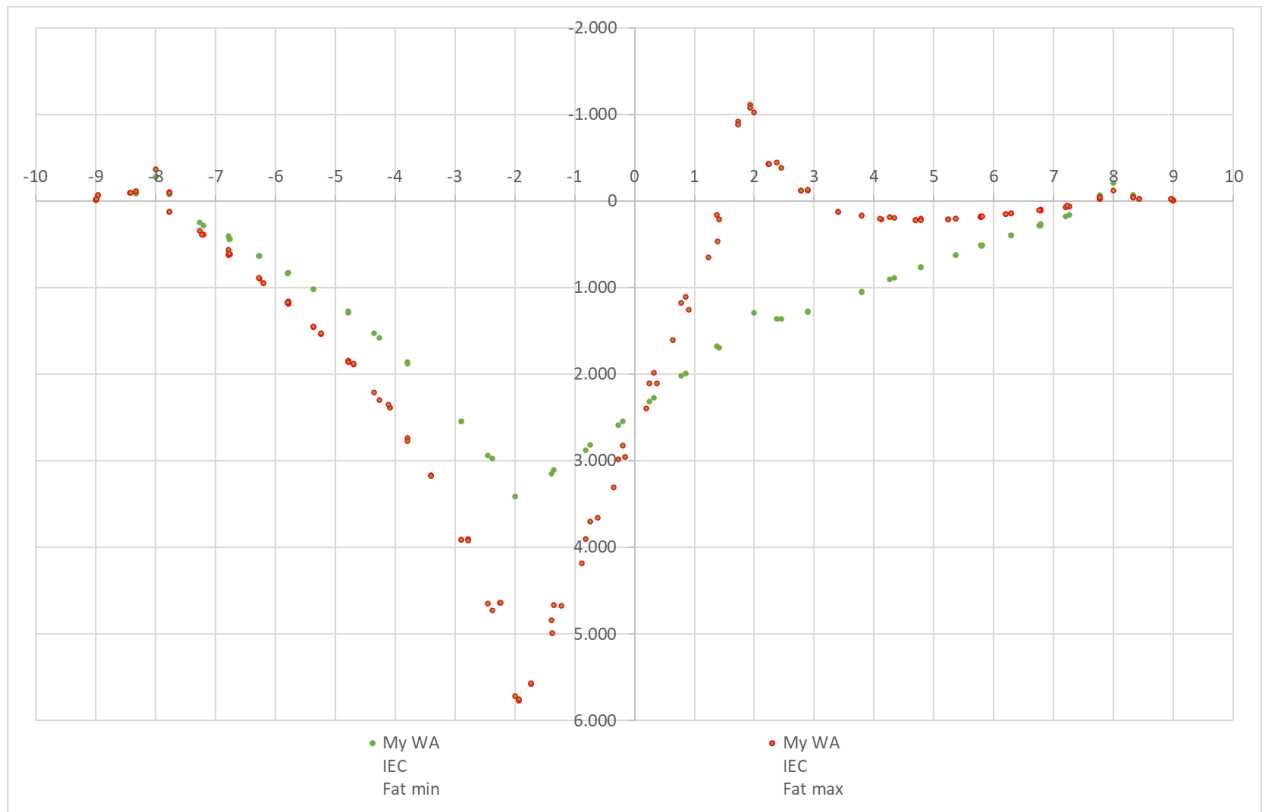


Involuppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

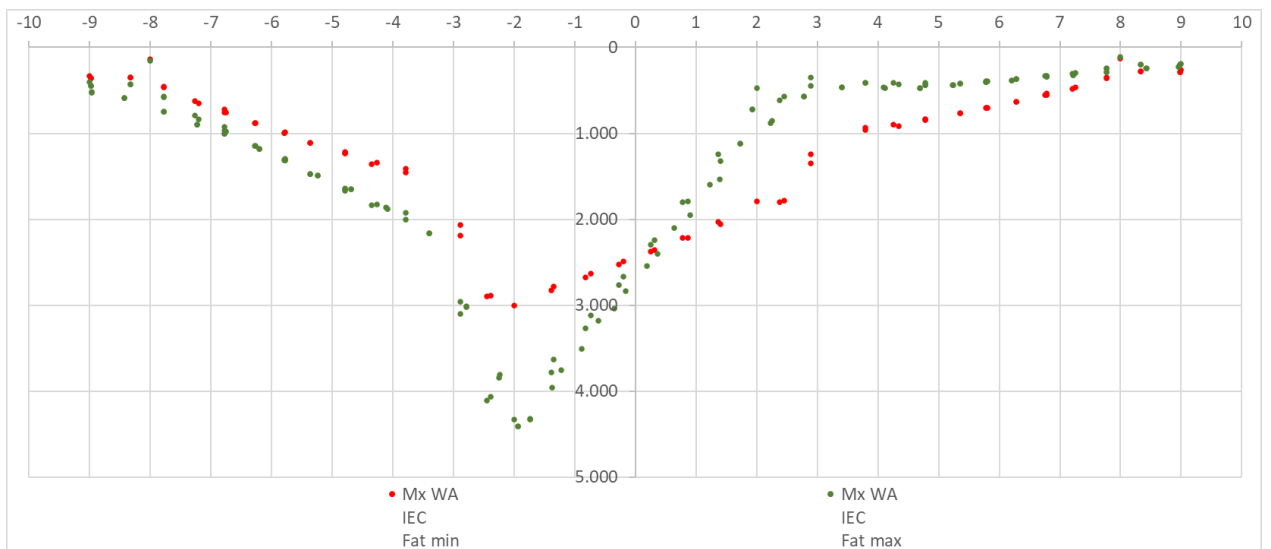


Carichi a fatica

Momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



Dalle analisi dei tabulati di output (riportati nell’elaborato fascicolo dei calcoli) provenienti dalla modellazione in oggetto è stato possibile desumere le condizioni di sollecitazioni agenti più gravose e, altresì, le sezioni della piastra maggiormente sollecitate.

Definite le sollecitazioni agenti si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM 17/01/2018; tali verifiche sono riportate nei paragrafi seguenti. Il progetto-verifica avviene sempre

secondo due direzioni ortogonali, una radiale e l'altra circonferenziale. Le convenzioni adottate sono tali che il momento positivo produce le fibre tese della parte inferiore della fondazione.

13.2 VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione. Tale momento viene quindi confrontato con il momento agente nella sezione corrispondente, la verifica risulta soddisfatta se risulta soddisfatta la seguente espressione:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

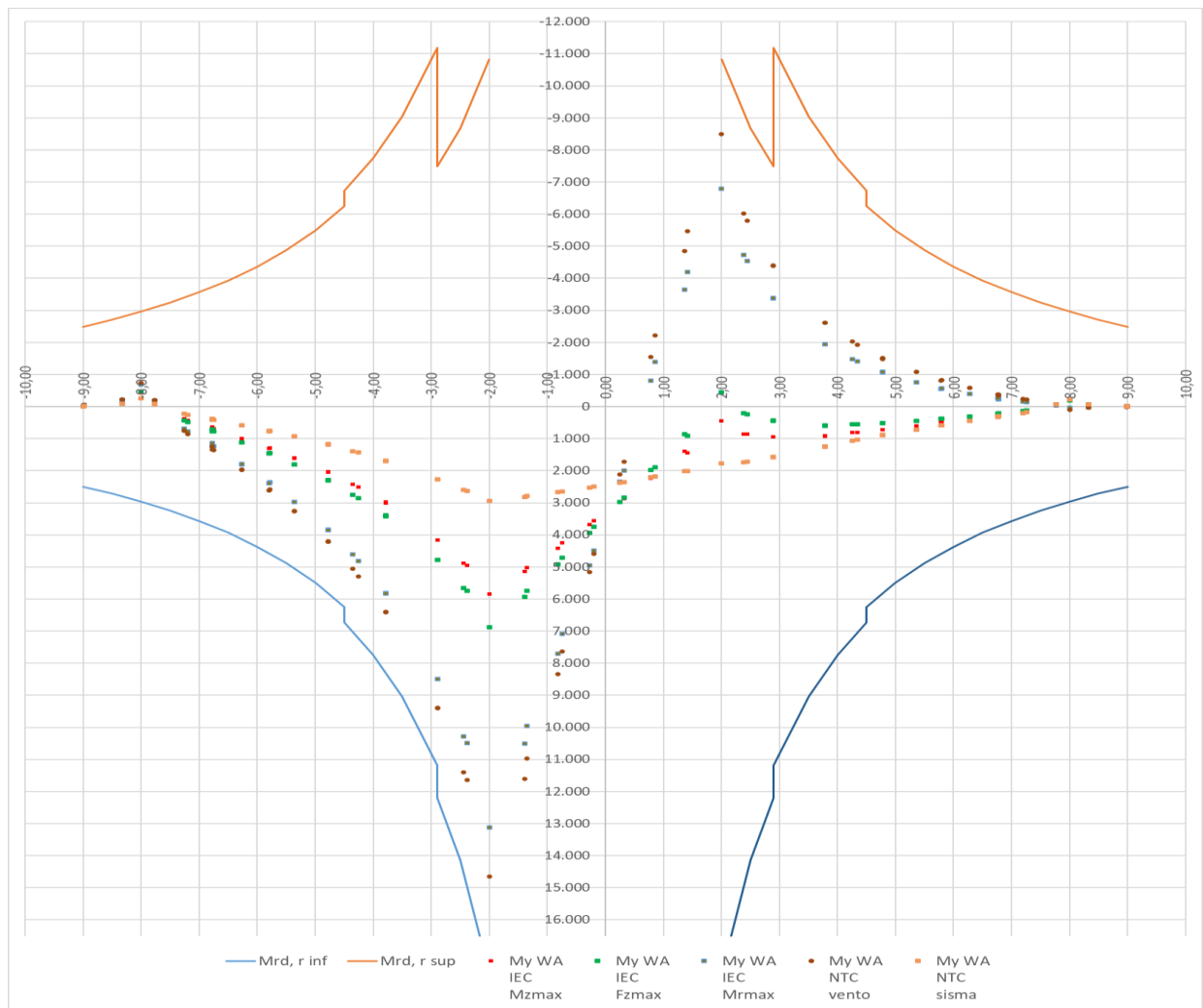
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua l'analisi. Le relative verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

Momento Ultimo Resistente radiale inferiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	H (M _{inf})	A _{f, inf}	M _{rd, r inf}
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-9,00	9,00	56,55	32	192	20	192	1800	3797,33	2.492,45
-8,50	8,50	53,41	32	192	20	192	1849	4020,71	2.713,33
-8,00	8,00	50,27	32	192	20	192	1898	4272,00	2.961,79
-7,50	7,50	47,12	32	192	20	192	1948	4556,80	3.243,31
-7,00	7,00	43,98	32	192	20	192	1997	4882,29	3.564,99
-6,50	6,50	40,84	32	192	20	192	2046	5257,85	3.936,10
-6,50	6,50	40,84	32	192	20	192	2046	5257,85	3.936,10
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	4.369,00
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	4.369,00
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	4.880,54
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	4.880,54
-5,00	5,00	31,42	32	192	20	192	2193	6835,20	5.494,30
-4,50	4,50	28,27	32	192	20	192	2243	7594,67	6.244,36
-4,50	4,50	28,27	32	288			2243	8192,00	6.730,74
-4,00	4,00	25,13	32	288			2292	9216,00	7.741,92
-3,50	3,50	21,99	32	288			2341	10532,57	9.041,97
-2,90	2,90	18,22	32	288			2400	12711,72	11.193,84
-2,90	2,90	18,22	32	192	32	48	3090	10593,10	12.193,57
-2,50	2,50	15,71	32	192	32	48	3090	12288,00	14.135,64
-2,00	2,00	12,57	32	192	32	48	3090	15360,00	17.652,50

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	H (M _{sup})	A _{f, sup}	M _{rd, r sup}
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]			[mm ² /m]	[kN*m]
-9,00	9,00	56,55	32	192	20	192	1800	3797,33	-2.492,45
-8,50	8,50	53,41	32	192	20	192	1849	4020,71	-2.713,33
-8,00	8,00	50,27	32	192	20	192	1898	4272,00	-2.961,79
-7,50	7,50	47,12	32	192	20	192	1948	4556,80	-3.243,31
-7,00	7,00	43,98	32	192	20	192	1997	4882,29	-3.564,99
-6,50	6,50	40,84	32	192	20	192	2046	5257,85	-3.936,10
-6,50	6,50	40,84	32	192	20	192	2046	5257,85	-3.936,10
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	-4.369,00
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	-4.369,00

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	H (M _{sup})	A _{f, sup}	M _{rd, r sup}
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]			[mm ² /m]	[kN*m]
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	-4.880,54
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	-4.880,54
-5,00	5,00	31,42	32	192	20	192	2193	6835,20	-5.494,30
-4,50	4,50	28,27	32	192	20	192	2243	7594,67	-6.244,36
-4,50	4,50	28,27	32	288			2243	8192,00	-6.730,74
-4,00	4,00	25,13	32	288			2292	9216,00	-7.741,92
-3,50	3,50	21,99	32	288			2341	10532,57	-9.041,97
-2,90	2,90	18,22	32	288			2400	12711,72	-11.193,84
-2,90	2,90	18,22	32	192			2400	8474,48	-7.483,79
-2,50	2,50	15,71	32	192			2400	9830,40	-8.672,00
-2,00	2,00	12,57	32	192			2400	12288,00	-10.825,11

Nel seguente grafico viene confrontato il momento radiale resistente ultimo con il momento radiale agente:



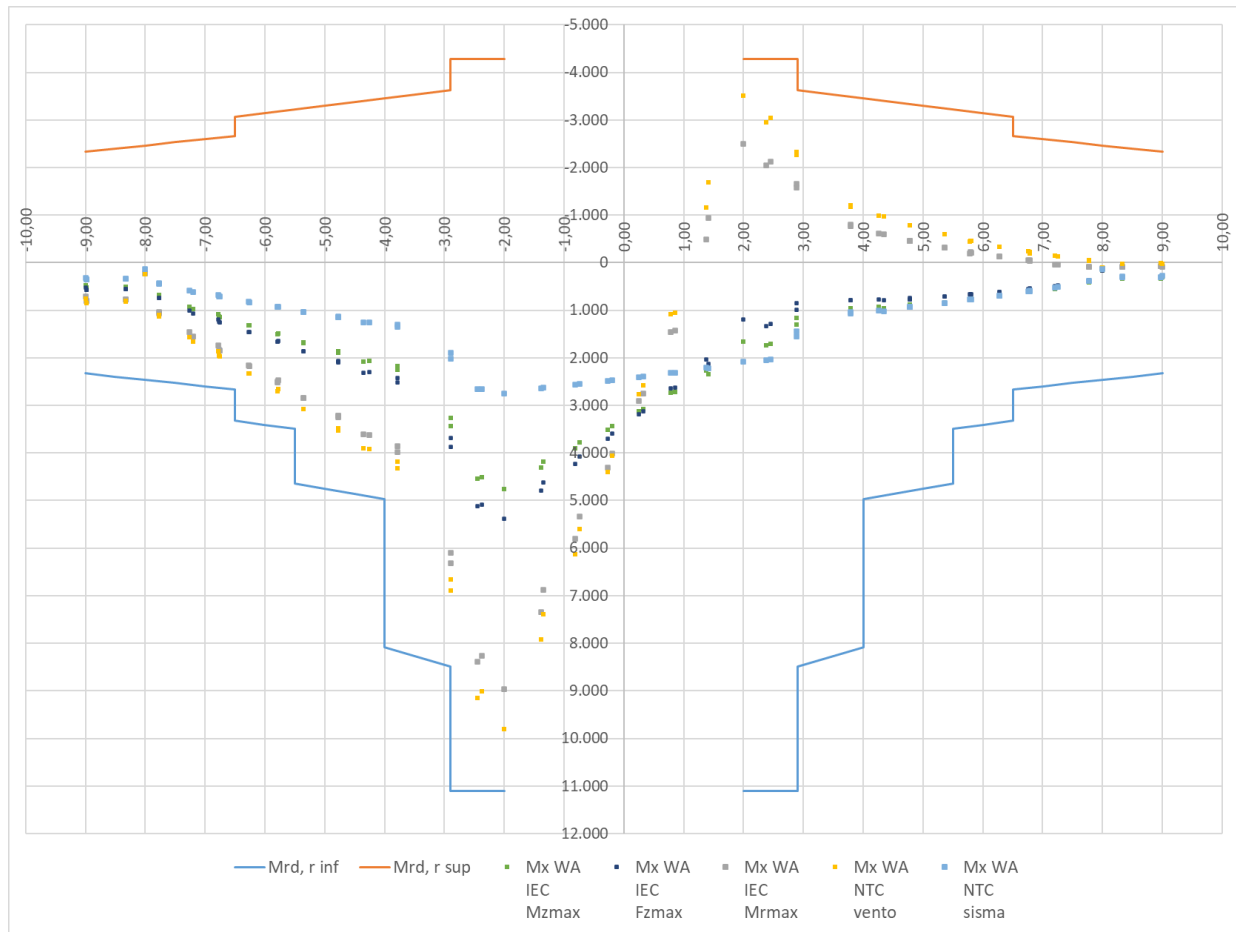
Il momento resistente risulta sempre maggiore del momento agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione. Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento

circonferenziale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, inf}$	$\rho_{c, inf}$	H (M _{inf})	A _{f, inf}	M _{rd, r inf}
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-9,00	9,00	26	150	1800	3539,53	2.326,78
-8,50	8,50	26	150	1849	3539,53	2.394,84
-8,00	8,00	26	150	1898	3539,53	2.462,98
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	2.530,94
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	2.530,94
-7,00	7,00	26	150	1997	3539,53	2.598,87
-6,50	6,50	26	150	2046	3539,53	2.666,80
-6,50	6,50	26	120	2046	4424,41	3.321,07
-6,00	6,00	26	120	2095	4424,41	3.406,19
-5,50	5,50	26	120	2144	4424,41	3.491,13
-5,50	5,50	26	90	2144	5899,21	4.635,65
-5,00	5,00	26	90	2193	5899,21	4.749,16
-4,50	4,50	26	90	2243	5899,21	4.862,74
-4,00	4,00	26	90	2292	5899,21	4.976,28
-4,00	4,00	26	55	2292	9653,26	8.085,68
-3,50	3,50	26	55	2341	9653,26	8.271,69
-2,90	2,90	26	55	2400	9653,26	8.495,20
-2,90	2,90	26	55	3090	9653,26	11.106,80
-2,50	2,50	26	55	3090	9653,26	11.106,80
-2,00	2,00	26	55	3090	9653,26	11.106,80

Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, sup}$	$\rho_{c, sup}$	H (M _{sup})	A _{f, sup}	M _{rd, r sup}
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-9,00	9,00	26	150	1800	3539,53	-2326,78
-8,50	8,50	26	150	1849	3539,53	-2394,84
-8,00	8,00	26	150	1898	3539,53	-2462,98
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	-2530,94
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	-2530,94
-7,00	7,00	26	150	1997	3539,53	-2598,87
-6,50	6,50	26	150	2046	3539,53	-2666,80
-6,50	6,50	26	130	2046	4084,07	-3069,43
-6,00	6,00	26	130	2095	4084,07	-3147,84
-5,50	5,50	26	130	2144	4084,07	-3226,25
-5,50	5,50	26	130	2144	4084,07	-3225,88
-5,00	5,00	26	130	2193	4084,07	-3304,27
-4,50	4,50	26	130	2243	4084,07	-3382,66
-4,00	4,00	26	130	2292	4084,07	-3461,07
-4,00	4,00	26	130	2292	4084,07	-3460,41
-3,50	3,50	26	130	2341	4084,07	-3538,84
-2,90	2,90	26	130	2400	4084,07	-3633,01
-2,90	2,90	26	110	2400	4826,63	-4284,65
-2,50	2,50	26	110	2400	4826,63	-4284,65
-2,00	2,00	26	110	2400	4826,63	-4284,65

Nel seguente grafico viene confrontato il momento radiale resistente ultimo con il momento radiale agente:



Il momento resistente risulta sempre maggiore del momento agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

13.3 VERIFICA TAGLIO AGLI SLU

Le verifiche a taglio sono state eseguite in accordo con quanto disposto dall'Eurocodice 2 al paragrafo 6.2. Il procedimento consiste nel confrontare il valore dell'azione a taglio massima resistente (VRd) dell'elemento, con il valore di sforzo di taglio di progetto (VEd) che vi agisce.

La prima parte della verifica vede confrontarsi il valore di taglio agente di progetto con la resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio (VRd,c).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d > (v_{1cp_{min}} \sigma_w)$$

Se si verifica che sono necessarie armature a taglio, il valore dell'azione a taglio massima resistente (VRd), è stato calcolato come valore minimo tra i seguenti valori:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad e \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot\theta$$

Nelle verifiche si limita l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave secondo la seguente espressione:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Dati generali verifiche a taglio		
verifica a taglio di elementi che non presentano specifiche armature		
$C_{Rd,c}$	0,12	$0,18 / \gamma_c$
k_1	0,15	
σ_{cp}	0,00 MPa	N_{ed} / A_c
verifica a taglio di elementi con specifiche armature		
α_{cw}	1	
f_{ywd}	360 MPa	
v_1	0,60	0,6 se $f_{ywd} < 80\% f_{yk}$ 0,6 [1-fck/250] se $f_{ywd} > 80\% f_{yk}$

Le sezioni indagate ai fini della determinazione del taglio radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	$A_{f,r inf}$	H	d	k	ρ_r	V_{min}	$V_{rdc, inf}$
[m]	[m]	[m]	[mm ² /m]	[mm]	[mm]			[Mpa]	[kN]
-9,00	9,00	56,55	3797,33	1800	1720	1,34	0,002	0,307	531,09
-8,50	8,50	53,41	4020,71	1849	1769	1,34	0,002	0,306	549,62
-8,00	8,00	50,27	4272,00	1898	1818	1,33	0,002	0,304	569,22
-7,50	7,50	47,12	4556,80	1948	1868	1,33	0,002	0,303	590,09
-7,00	7,00	43,98	4882,29	1997	1917	1,32	0,003	0,301	612,42
-6,40	6,40	40,21	5257,85	2056	1976	1,32	0,003	0,300	638,20
-5,80	5,80	36,44	5696,00	2115	2035	1,31	0,003	0,298	666,09
-5,30	5,30	33,30	6213,82	2164	2084	1,31	0,003	0,297	694,72
-4,80	4,80	30,16	6835,20	2213	2133	1,31	0,003	0,296	726,39
-4,30	4,30	27,02	7594,67	2262	2182	1,30	0,003	0,294	761,84
-3,80	3,80	23,88	9216,00	2311	2231	1,30	0,004	0,293	822,64
-3,30	3,30	20,73	10532,57	2361	2281	1,30	0,005	0,292	870,49
-2,90	2,90	18,22	12711,72	2400	2320	1,29	0,005	0,291	935,61
-2,90	2,90	18,22	10593,10	3090	3010	1,26	0,004	0,279	1.018,32
-2,50	2,50	15,71	12288,00	3090	3010	1,26	0,004	0,279	1.069,97
-2,00	2,00	12,57	15360,00	3090	3010	1,26	0,005	0,279	1.152,59

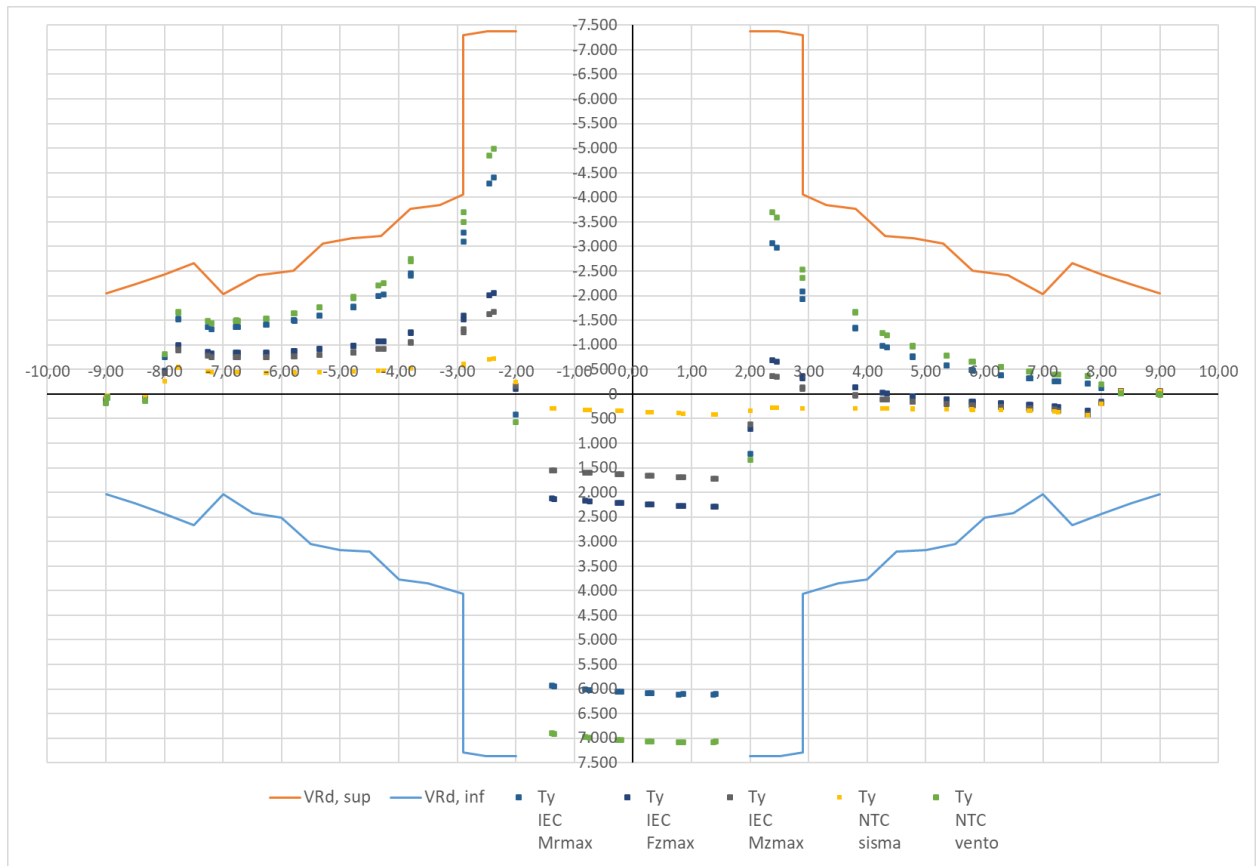
Taglio Ultimo Resistente radiale superiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	$A_{f,r sup}$	H	d	k	ρ_r	V_{min}	$V_{rdc, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm ² /m]	[mm]	[mm]			[Mpa]	[kN]
-9,00	9,00	56,55	3797,33	1800	1720	1,34	0,002	0,307	-531,09
-8,50	8,50	53,41	4020,71	1849	1769	1,34	0,002	0,306	-549,62
-8,00	8,00	50,27	4272,00	1898	1818	1,33	0,002	0,304	-569,22
-7,50	7,50	47,12	4556,80	1948	1868	1,33	0,002	0,303	-590,09
-7,00	7,00	43,98	4882,29	1997	1917	1,32	0,003	0,301	-612,42
-6,40	6,40	40,21	5257,85	2056	1976	1,32	0,003	0,300	-638,20
-5,80	5,80	36,44	5696,00	2115	2035	1,31	0,003	0,298	-666,09
-5,30	5,30	33,30	6213,82	2164	2084	1,31	0,003	0,297	-694,72
-4,80	4,80	30,16	6835,20	2213	2133	1,31	0,003	0,296	-726,39
-4,30	4,30	27,02	7594,67	2262	2182	1,30	0,003	0,294	-761,84
-3,80	3,80	23,88	9216,00	2311	2231	1,30	0,004	0,293	-822,64
-3,30	3,30	20,73	10532,57	2361	2281	1,30	0,005	0,292	-870,49

-2,90	2,90	18,22	12711,72	2400	2320	1,29	0,005	0,291	-935,61
-2,90	2,90	18,22	8474,48	3090	3010	1,26	0,003	0,279	-945,32
-2,50	2,50	15,71	9830,40	3090	3010	1,26	0,003	0,279	-993,27
-2,00	2,00	12,57	12288,00	3090	3010	1,26	0,004	0,279	-1.069,97

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	ρ_r	ϕ_{st}	$\rho_{st,r}$	$n_{st,r}$	$A_{st,r}$	θ	$V_{Rd,s inf}$	$V_{Rd,max inf}$	$V_{Rd, inf}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm ² /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-9,00	9,00	56,55	1800	1720	0,002	20	500	132	733,33	21,8	2.043,39	2.903,80	2.043,39
-8,50	8,50	53,41	1849	1769	0,002	20	500	132	776,47	21,8	2.225,58	2.986,71	2.225,58
-8,00	8,00	50,27	1898	1818	0,002	20	500	132	825,00	21,8	2.430,41	3.069,74	2.430,41
-7,50	7,50	47,12	1948	1868	0,002	20	500	132	880,00	21,8	2.662,41	3.152,89	2.662,41
-7,00	7,00	43,98	1997	1917	0,003	20	600	110	785,71	21,8	2.033,13	3.235,91	2.033,13
-6,50	6,50	40,84	2056	1976	0,003	20	600	116	906,25	21,8	2.417,23	3.335,55	2.417,23
-6,00	6,00	37,70	2115	2035	0,003	20	600	106	913,79	21,8	2.510,16	3.435,18	2.510,16
-5,50	5,50	34,56	2164	2084	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.056,82	3.518,81	3.056,82
-5,00	5,00	31,42	2213	2133	0,003	20	500	88	916,67	21,8	3.167,90	3.601,10	3.167,90
-4,50	4,50	28,27	2262	2182	0,003	20	500	78	906,98	21,8	3.206,68	3.684,13	3.206,68
-4,00	4,00	25,13	2311	2231	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	3.805,52	3.767,15	3.767,15
-3,50	3,50	21,99	2361	2281	0,005	20	500	70	1060,61	21,8	3.918,86	3.850,18	3.850,18
-2,90	2,90	18,22	2400	2320	0,005	20	500	96	3244,14	22,8	11.582,21	4.062,64	4.062,64
-2,90	2,90	18,22	3090	3010	0,004	28	500	96	3244,14	40,9	7.294,60	7.294,60	7.294,60
-2,50	2,50	15,71	3090	3010	0,004	28	500	96	3763,20	44,9	7.368,43	7.368,43	7.368,43
-2,00	2,00	12,57	3090	3010	0,005	28	500	96	4704,00	45,0	9.175,06	7.368,48	7.368,48

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	ρ_r	ϕ_{st}	$\rho_{st,r}$	$n_{st,r}$	$A_{st,r}$	θ	$V_{Rd,s sup}$	$V_{Rd,max sup}$	$V_{Rd, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm ² /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-9,00	9,00	56,55	1800	1720	0,002	20	500	132	733,33	21,8	2.043,39	2.903,80	-2.043,39
-8,50	8,50	53,41	1849	1769	0,002	20	500	132	776,47	21,8	2.225,58	2.986,71	-2.225,58
-8,00	8,00	50,27	1898	1818	0,002	20	500	132	825,00	21,8	2.430,41	3.069,74	-2.430,41
-7,50	7,50	47,12	1948	1868	0,002	20	500	132	880,00	21,8	2.662,41	3.152,89	-2.662,41
-7,00	7,00	43,98	1997	1917	0,003	20	600	110	785,71	21,8	2.033,13	3.235,91	-2.033,13
-6,40	6,40	40,21	2056	1976	0,003	20	600	116	906,25	21,8	2.417,23	3.335,55	-2.417,23
-5,80	5,80	36,44	2115	2035	0,003	20	600	106	913,79	21,8	2.510,16	3.435,18	-2.510,16
-5,30	5,30	33,30	2164	2084	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.056,82	3.518,81	-3.056,82
-4,80	4,80	30,16	2213	2133	0,003	20	500	88	916,67	21,8	3.167,90	3.601,10	-3.167,90
-4,30	4,30	27,02	2262	2182	0,003	20	500	78	906,98	21,8	3.206,68	3.684,13	-3.206,68
-3,80	3,80	23,88	2311	2231	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	3.805,52	3.767,15	-3.767,15
-3,30	3,30	20,73	2361	2281	0,005	20	500	70	1060,61	21,8	3.918,86	3.850,18	-3.850,18
-2,90	2,90	18,22	2400	2320	0,005	28	500	96	3244,14	22,8	11.582,21	4.062,64	-4.062,64
-2,90	2,90	18,22	3090	3010	0,003	28	500	96	3244,14	40,9	7.294,60	7.294,60	-7.294,60
-2,50	2,50	15,71	3090	3010	0,003	28	500	96	3763,20	44,9	7.368,43	7.368,43	-7.368,43
-2,00	2,00	12,57	3090	3010	0,004	28	500	96	4704,00	45,0	9.175,06	7.368,48	-7.368,48

Nel seguente grafico viene confrontato il taglio resistente ultimo con il taglio agente:



In particolare, il taglio radiale resistente risulta sempre maggiore del taglio radiale agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

13.4 VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE

La verifica è stata condotta valutando le sollecitazioni dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, e valutando le massime tensioni agenti nel calcestruzzo e nelle armature: si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti per lo stato limite considerato.

Nel caso in cui le tensioni agenti nel calcestruzzo dovute alla combinazione caratteristica siano inferiori alle tensioni limite imposte per la combinazione quasi permanente non si è proceduto alla determinazione delle tensioni dovute a tale ultima combinazione, ritenendo la verifica alla combinazione quasi permanente sicuramente soddisfatta.

I valori limite di calcolo sono i seguenti:

$$\sigma_{S\ SLE\ R} \leq 360,00\ MPa \quad \sigma_{C\ SLE\ R} \leq 18,00\ MPa \quad \sigma_{C\ SLE\ QP} \leq 13,50\ MPa$$

Le verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori										
y (-)	y (+)	H(M _{inf})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{SLE r, inf}	X _{inf}	J _{inf}	σ _{C SLE R inf}	σ _{S SLE R inf}	σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R}
[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[Mpa]	[Mpa]	

9,00	-9,00	1800	3797,33	3797,33	0,00	353,02	1,25E+11	0,00	0,00	VERIFICA
8,50	-8,50	1849	4020,71	4020,71	0,00	366,82	1,40E+11	0,00	0,00	VERIFICA
8,00	-8,00	1898	4272,00	4272,00	151,67	381,47	1,57E+11	0,37	20,87	VERIFICA
7,50	-7,50	1948	4556,80	4556,80	580,80	397,08	1,76E+11	1,31	72,98	VERIFICA
7,00	-7,00	1997	4882,29	4882,29	922,36	413,81	1,97E+11	1,94	105,44	VERIFICA
6,50	-6,50	2046	5257,85	5257,85	1342,62	431,83	2,22E+11	2,61	139,04	VERIFICA
6,50	-6,50	2046	5257,85	5257,85	1342,62	431,83	2,22E+11	2,61	139,04	VERIFICA
6,00	-6,00	2095	5696,00	5696,00	1778,47	451,38	2,51E+11	3,19	165,96	VERIFICA
6,00	-6,00	2095	5696,00	5696,00	1778,47	451,38	2,51E+11	3,19	165,96	VERIFICA
5,50	-5,50	2144	6213,82	6213,82	2217,10	472,73	2,86E+11	3,67	185,27	VERIFICA
5,50	-5,50	2144	6213,82	6213,82	2217,10	472,73	2,86E+11	3,67	185,27	VERIFICA
5,00	-5,00	2193	6835,20	6835,20	2858,49	496,25	3,27E+11	4,34	212,28	VERIFICA
4,50	-4,50	2243	7594,67	7594,67	3514,42	522,41	3,76E+11	4,88	229,78	VERIFICA
4,50	-4,50	2243	8192,00	8192,00	3514,42	536,25	4,02E+11	4,69	213,27	VERIFICA
4,00	-4,00	2292	9216,00	9216,00	4342,20	566,18	4,68E+11	5,26	229,25	VERIFICA
3,50	-3,50	2341	10532,57	10532,57	5143,97	600,29	5,51E+11	5,61	232,73	VERIFICA
2,90	-2,90	2400	12711,72	12711,72	6485,25	648,54	6,85E+11	6,14	237,28	VERIFICA
2,90	-2,90	3090	10593,10	8474,48	6485,25	742,92	1,01E+12	4,77	218,52	VERIFICA
2,50	-2,50	3090	12288,00	9830,40	8022,54	783,25	1,15E+12	5,48	233,61	VERIFICA
2,00	-2,00	3090	15360,00	12288,00	9763,22	845,63	1,39E+12	5,94	228,21	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori										
y (-)	y (+)	H(M _{inf})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{SLE r, sup}	X _{sup}	J _{sup}	σ _{C SLE R sup}	σ _{S SLE R sup}	σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R}
[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[Mpa]	[Mpa]	
9,00	-9,00	1800	3797,33	3797,33	-76,76	353,02	1,25E+11	0,22	12,56	VERIFICA
8,50	-8,50	1849	4020,71	4020,71	-156,13	366,82	1,40E+11	0,41	23,46	VERIFICA
8,00	-8,00	1898	4272,00	4272,00	-514,55	381,47	1,57E+11	1,25	70,81	VERIFICA
7,50	-7,50	1948	4556,80	4556,80	-58,09	397,08	1,76E+11	0,13	7,30	VERIFICA
7,00	-7,00	1997	4882,29	4882,29	-228,63	413,81	1,97E+11	0,48	26,14	VERIFICA
6,50	-6,50	2046	5257,85	5257,85	-283,64	431,83	2,22E+11	0,55	29,37	VERIFICA
6,50	-6,50	2046	5257,85	5257,85	-283,64	431,83	2,22E+11	0,55	29,37	VERIFICA
6,00	-6,00	2095	5696,00	5696,00	-488,16	451,38	2,51E+11	0,88	45,55	VERIFICA
6,00	-6,00	2095	5696,00	5696,00	-488,16	451,38	2,51E+11	0,88	45,55	VERIFICA
5,50	-5,50	2144	6213,82	6213,82	-695,84	472,73	2,86E+11	1,15	58,15	VERIFICA
5,50	-5,50	2144	6213,82	6213,82	-695,84	472,73	2,86E+11	1,15	58,15	VERIFICA
5,00	-5,00	2193	6835,20	6835,20	-948,97	496,25	3,27E+11	1,44	70,47	VERIFICA
4,50	-4,50	2243	7594,67	7594,67	-1025,84	522,41	3,76E+11	1,42	67,07	VERIFICA
4,50	-4,50	2243	8192,00	8192,00	-1025,84	536,25	4,02E+11	1,37	62,25	VERIFICA
4,00	-4,00	2292	9216,00	9216,00	-1575,94	566,18	4,68E+11	1,91	83,20	VERIFICA
3,50	-3,50	2341	10532,57	10532,57	-1894,37	600,29	5,51E+11	2,07	85,71	VERIFICA
2,90	-2,90	2400	12711,72	12711,72	-2695,74	648,54	6,85E+11	2,55	98,63	VERIFICA
2,90	-2,90	3090	10593,10	8474,48	-2695,74	648,05	8,51E+11	2,05	79,43	VERIFICA
2,50	-2,50	3090	12288,00	9830,40	-3755,73	681,76	9,72E+11	2,64	94,98	VERIFICA
2,00	-2,00	3090	15360,00	12288,00	-5548,51	733,52	1,19E+12	3,43	111,41	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori										
y (-)	y (+)	H(M _{inf})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{SLE c, inf}	X _{inf}	J _{inf}	σ _{C SLE R inf}	σ _{S SLE R inf}	σ _{C SLE R} < σ _{C max SLE QP} σ _{S SLE R} < σ _{S max SLE R}
[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
-9,00	9,00	1800	3539,53	3539,53	716,78	343,71	1,18E+11	2,09	125,62	VERIFICA
-8,50	8,50	1849	3539,53	3539,53	812,78	349,48	1,25E+11	2,27	138,36	VERIFICA
-8,00	8,00	1898	3539,53	3539,53	1044,97	355,18	1,33E+11	2,80	172,93	VERIFICA
-7,50	7,50	1948	3539,53	3539,53	1266,05	360,80	1,40E+11	3,25	203,84	VERIFICA
-7,50	7,50	1948	3539,53	3539,53	1266,05	360,80	1,40E+11	3,25	203,84	VERIFICA

-7,00	7,00	1997	3539,53	3539,53	1425,14	366,36	1,48E+11	3,52	223,39	VERIFICA
-6,50	6,50	2046	3539,53	3539,53	1647,84	371,85	1,57E+11	3,91	251,65	VERIFICA
-6,50	6,50	2046	4424,41	4084,07	1647,84	408,12	1,90E+11	3,53	202,33	VERIFICA
-6,00	6,00	2095	4424,41	4084,07	1915,72	414,18	2,01E+11	3,96	229,31	VERIFICA
-5,50	5,50	2144	4424,41	4084,07	2161,71	420,17	2,11E+11	4,30	252,41	VERIFICA
-5,50	5,50	2144	5899,21	4084,07	2161,71	480,77	2,69E+11	3,87	191,05	VERIFICA
-5,00	5,00	2193	5899,21	4084,07	2473,29	487,63	2,83E+11	4,27	213,34	VERIFICA
-4,50	4,50	2243	5899,21	4084,07	2748,51	494,42	2,97E+11	4,57	231,52	VERIFICA
-4,00	4,00	2292	5899,21	4084,07	3028,12	501,15	3,12E+11	4,87	249,23	VERIFICA
-4,00	4,00	2292	9653,26	4084,07	3028,12	626,28	4,64E+11	4,09	155,15	VERIFICA
-3,50	3,50	2341	9653,26	4084,07	3264,28	634,80	4,87E+11	4,25	163,49	VERIFICA
-2,90	2,90	2400	9653,26	4084,07	4808,00	644,90	5,15E+11	6,02	234,46	VERIFICA
-2,90	2,90	3090	9653,26	4826,63	4808,00	747,40	9,13E+11	3,94	178,79	VERIFICA
-2,50	2,50	3090	9653,26	4826,63	6382,94	747,40	9,13E+11	5,23	237,35	VERIFICA
-2,00	2,00	3090	9653,26	4826,63	6878,92	747,40	9,13E+11	5,63	255,80	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori										
$y (-)$	$y (+)$	$H(M_{sup})$	$A_{f, inf}$	$A_{f, sup}$	$M_{SLE c, sup}$	X_{sup}	J_{sup}	$\sigma_{SLE R sup}$	$\sigma_{SLE R sup}$	$\sigma_{SLE R} < \sigma_{C max SLE QP}$ $\sigma_{SLE R} < \sigma_{S max SLE R}$
[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
-9,00	9,00	1800	3539,53	3539,53	0,00	343,71	1,18E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,50	8,50	1849	3539,53	3539,53	0,00	349,48	1,25E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,00	8,00	1898	3539,53	3539,53	0,00	355,18	1,33E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-7,50	7,50	1948	3539,53	3539,53	-20,29	360,80	1,40E+11	0,05	3,27	VERIFICA
-7,50	7,50	1948	3539,53	3539,53	-20,29	360,80	1,40E+11	0,05	3,27	VERIFICA
-7,00	7,00	1997	3539,53	3539,53	-55,13	366,36	1,48E+11	0,14	8,64	VERIFICA
-6,50	6,50	2046	3539,53	3539,53	-130,95	371,85	1,57E+11	0,31	20,00	VERIFICA
-6,50	6,50	2046	4424,41	4084,07	-130,95	389,84	1,78E+11	0,29	17,36	VERIFICA
-6,00	6,00	2095	4424,41	4084,07	-210,83	395,63	1,88E+11	0,44	27,25	VERIFICA
-5,50	5,50	2144	4424,41	4084,07	-285,58	401,36	1,98E+11	0,58	36,01	VERIFICA
-5,50	5,50	2144	5899,21	4084,07	-285,58	388,30	2,00E+11	0,55	35,90	VERIFICA
-5,00	5,00	2193	5899,21	4084,07	-398,78	393,87	2,10E+11	0,75	48,93	VERIFICA
-4,50	4,50	2243	5899,21	4084,07	-513,65	399,39	2,21E+11	0,93	61,55	VERIFICA
-4,00	4,00	2292	5899,21	4084,07	-641,70	404,85	2,31E+11	1,12	75,14	VERIFICA
-4,00	4,00	2292	9653,26	4084,07	-641,70	374,13	2,37E+11	1,01	74,68	VERIFICA
-3,50	3,50	2341	9653,26	4084,07	-685,89	379,30	2,48E+11	1,05	78,04	VERIFICA
-2,90	2,90	2400	9653,26	4084,07	-1357,49	385,45	2,62E+11	2,00	150,43	VERIFICA
-2,90	2,90	2400	9653,26	4826,63	-1357,49	420,20	3,03E+11	1,88	127,76	VERIFICA
-2,50	2,50	2400	9653,26	4826,63	-1749,24	420,20	3,03E+11	2,43	164,63	VERIFICA
-2,00	2,00	2400	9653,26	4826,63	-2302,44	420,20	3,03E+11	3,20	216,69	VERIFICA

La tensione agente nel calcestruzzo (σ_c) risulta sempre minore della tensione massima di compressione per le condizioni di esercizio caratteristiche e quasi permanenti, così come la tensione agente nell'acciaio (σ_s) risulta sempre minore della tensione massima nelle condizioni di esercizio caratteristiche. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione

13.5 VERIFICA A FATICA

La fatica è un fenomeno meccanico per cui un materiale sottoposto a cicli di carico variabili nel tempo (in maniera regolare o variabili ciclicamente) si danneggia fino a rottura nonostante l'intensità massima dei carichi in questione sia sensibilmente inferiore a quella di rottura o di snervamento statico del materiale stesso.

Secondo quanto previsto dall'Eurocodice 2 al punto 6.8, la resistenza delle strutture a fatica deve essere svolta separatamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.

La verifica sulle barre d'armatura metallica, par. 6.8.4, prevede il calcolo delle tensioni massime e minime, σ_{max} e σ_{min} , per le sezioni maggiormente svantaggiate, la cui differenza dovrà essere minore del rapporto:

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

dove:

$\Delta\sigma_{Rsk}$ si ricava dalla tabella 6.3N in funzione del tipo di armatura e del numero di cicli di carico. Per barre dritte e per un numero di cicli pari a 10^6 , si ha $\Delta\sigma_{Rsk} = 162,5$ MPa.

$\gamma_{S,fat}$ è un coefficiente di sicurezza che si ricava dalla tabella 2.1N dell'Eurocodice suddetto pari a 1.15.

Il valore di $\Delta\sigma_{Rsk}$ nel caso di barre piegate va ridotto a mezzo del fattore $\zeta = 0,35 + 0,26 D/\phi$, in cui D è il diametro del mandrino e ϕ è il diametro della barra. Nel caso in cui nella sezione sottoposta a verifica non siano presenti delle piegature nei ferri, e queste si presentino ad una certa distanza dalla sezione di verifica lungo la zona di ancoraggio della barra, si ipotizza una caduta lineare di tensione lungo la zona di ancoraggio che vede la tensione massima in corrispondenza del punto in cui la barra diventa efficace e una tensione nulla in corrispondenza del punto terminale della barra.

Mentre la verifica sul calcestruzzo, par. 6.8.7, prevede che vi sia una soddisfacente resistenza a fatica se sono soddisfatte le seguenti espressioni:

$$E_{cd,max} + 0,43 \sqrt{1-R_{equ}} < 1$$

$$0,5 + 0,45 \sigma_{c,min} / f_{cd,fat} > \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat} \quad (2)$$

Le verifiche si concludono con esito positivo.

13.5.1 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Le verifiche a punzonamento nei riguardi della fondazione sono state eseguite, nei confronti dell'azione dovuta alla torre e dell'azione dovuta ai pali, con le modalità disposte dall'Eurocodice 2 per le verifiche relative ad elementi che non sono dotati di armature specifiche.

Il procedimento consiste nel confrontare il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento (V_{Ed}) che si esplica lungo il perimetro dell'area caricata u_0 , con l'azione a taglio-punzonamento ($V_{Rd,max}$) massima resistente dell'elemento lungo tale perimetro.

Si dovrà confrontare inoltre il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento (V_{Ed}) che si esplica lungo il perimetro di verifica u , con l'azione a taglio-punzonamento ($V_{Rd,c}$) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata.

13.5.1.1 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA TORRE

Il perimetro di verifica u è quello relativo alla distanza r_{cont} dal centro della torre, determinata secondo quanto previsto dall'EC2 per piastre con pilastri muniti di capitello circolare per i quali $l_H < 2h_H$ (vedasi fig. 6.17 EC2).

L'azione agente di progetto posta a base del calcolo è quella relativa alla combinazione che genera il momento massimo all'interfaccia tra la torre e la fondazione, dedotta dall'analisi delle combinazioni utilizzate per i carichi applicati nelle verifiche locali.

Parametri della flangia superiore dell'anchor cage		
L	0,650	larghezza flangia
R_{mFS}	2,000 m	raggio medio della flangia inferiore torre
R_{iFS}	1,675 m	raggio interno della flangia inferiore torre
R_{eFS}	2,325 m	raggio esterno della flangia inferiore torre
Caratteristiche calcestruzzo		
f_{ck}	45,00 MPa	resistenza caratteristica cls fondazione
f_{cd}	25,50 MPa	resistenza di progetto cls fondazione

Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento		
c	4,450 m	Diametro esterno flangia ancor cage
l_H	0,675 m	distanza tra raggio esterno ancor cage e colletto
h_H	0,690 m	altezza colletto
d	2,330 m	altezza utile della suola
r_{cont}	7,56 m	EC2 eq. 6.33
e	22,30 m	eccentricità del carico $e=Mr/Fz$

Caratteristiche armatura		
r_{cont}	7,940 m	raggio del perimetro di rottura
A_{slr}	44,50 cm ² /m	Area di armatura radiale inferiore al metro
h_r	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_r	0,002 < 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base b_w pari a 1m
A_{slc}	44,24 cm ² /m	Area armatura circonferenziale inferiore al metro
h_c	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_c	0,002 < 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base b_w pari a 1m

Coefficienti per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature		
$C_{Rd,c}$	0,12	$0,18 / \gamma_c$
k	1,28 < 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y
k_1	0,10	
σ_{cp}	0,00 MPa	N_{ed} / A_c
ρ_l	0,002 < 0,02	$\text{rad}q(\rho_x \rho_y)$
$v_{min}(C32/40)$	0,34 MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
β	3,63	EC2 eq. 6.42 pilastro circolare interno
v	0,49	$0,6 (1-f_{ck}/250)$
dati della verifica		
u_0	14,61 m	Perimetro dell'area caricata
u_1	49,89 m	Perimetro di verifica alla distanza di verifica (r_{cont})
V_{ed}	8711,33 KN	Azione Tagliante applicata
M_{ed}	176571,11 KN m	Momento applicato
e	20,27 m	eccentricità

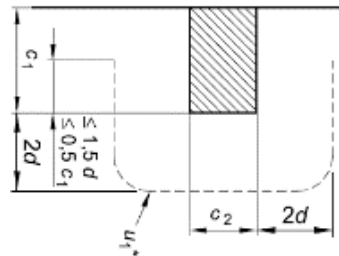
Azioni agenti			
$V_{Ed}(u_0)$	0,88 MPa	al perimetro dell'area caricata	$(V_{Ed} = \beta V_{Ed} / u_0 d_u)$
$V_{Ed}(u_1)$	0,257 MPa	al perimetro di verifica	$(V_{Ed} = \beta V_{Ed} / u_1 d_u)$

Verifica		
$V_{Ed}(u_0) = 0,88 < V_{Rd,max} = 6,27$ MPa	resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFICA
$V_{Ed}(u_1) = 0,26 < V_{Rd,c} = 0,34$ MPa	resistenza a punzonamento relativa all'altezza utile della fondazione priva d'armatura specifica lungo il perimetro di controllo $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento (V_{Ed}) è inferiore all'azione a taglio-punzonamento (V_{Rd}) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata. La verifica risulta soddisfatta.

13.5.1.2 VERIFICA A PUNZONAMENTO DEI PALI

Per la verifica a punzonamento dei pali, l'altezza utile (d) della piastra considerata è l'altezza minima della fondazione in corrispondenza dei pali stessi, mentre il perimetro di verifica u_1 è quello relativo alla distanza $2d$ dal bordo esterno del palo, a cui è stata sottratta la porzione d'angolo e la zona consigliata dall'EC2.



L'azione agente di progetto posta a base del calcolo è l'azione massima di compressione agente in testa ai pali della fondazione, dedotta dei tabulati di calcolo con l'ausilio di software per la gestione informatizzata dei dati.

Palo maggiormente sollecitato in testa	Palo 17
Combinazione	comb.12
Sollecitazioni agenti	
M_{Ed} (KN m)	0,0 KN m
N_{Ed} (KN)	2.922,59 KN

Verifica a punzonamento del solo calcestruzzo armato

Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento			
R_p	0,50	m	raggio del palo
d_u	1,85	m	Altezza media della suola di fondazione al perimetro di rottura
Caratteristiche calcestruzzo			
f_{ck}	45,00	MPa	resistenza di caratteristica fondazione
f_{cd}	25,50	MPa	resistenza di progetto fondazione
Caratteristiche armatura			
r_{rot}	4,200	m	raggio del perimetro di rottura
r_{rot}	4,800	m	raggio della fondazione al perimetro di rottura
A_{slr}	71,20	cm ² /m	area di armatura radiale superiore al metro
h_r	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_r	0,003	< 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base b_w pari a 1m
ϕ_c	26	mm	diametro barre armatura circonferenziale superiore
A_{slc}	40,84	cm ² /m	area armatura circonferenziale superiore al metro
h_c	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_c	0,002	< 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base b_w pari a 1m
Coefficienti per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature			
$C_{Rd,c}$	0,12		0,18 / γ_c
k	1,33	< 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y
k_1	0,10		
σ_{cp}	0,00	MPa	N_{ed} / A_c
ρ_l	0,002	< 0,02	$\rho_x \rho_y$
v_{min}	0,36	MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Dati della verifica			
u_0	3,14	m	Perimetro dell'area caricata
u_1	26,39	m	Perimetro di verifica alla distanza $2d$
u_1^*	11,20	m	Perimetro di verifica (depurata della zona perimetrale)
β	2,36		(EC2 eq. 6.44 pilastro angolo con eccentricità verso l'interno della piastra)
V_{ed}	2922,59	KN	Azione Tagliante applicata
v	0,49		0,6 (1- $f_{ck}/250$)
$v_{ed}(u_0)$	1,18	MPa	al perimetro dell'area caricata ($v_{ed} = \beta V_{ed} / u_0 d_u$)
$v_{ed}(u_1^*)$	0,33	Mpa	al perimetro di verifica ($v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1^* d_u$)

Verifica a punzonamento		
$v_{ed}(u_0) = 1,18 < v_{Rd,max} = 6,27$ MPa	Resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFICA
$v_{ed}(u_1) = 0,33 < v_{Rd,c} = 0,36$ MPa	Resistenza a punzonamento della porzione di fondazione relativa all'altezza utile tra la testa del palo e la faccia superiore della fondazione priva d'armatura specifica lungo il perimetro di controllo $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento (V_{ed}) è inferiore all'azione a taglio-punzonamento (V_{Rd}) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata. La verifica risulta soddisfatta.

13.5.2 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali complete relative agli SLU es agli SLE dei pali di fondazione sono state eseguite con il software di calcolo dell'Aztec Informatica, API++14 licenza n° A101280VT, e sono allegate nel fascicolo dei calcoli a cui si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Purtuttavia, nel proseguo del presente paragrafo, è stato condotto una ulteriore verifica del palo maggiormente sollecitato al fine di confermare i risultati ottenuti con il software.

Le azioni agenti di progetto, poste a base del calcolo sono dedotte dei tabulati di calcolo con l'ausilio di software per la gestione informatizzata dei dati. Tali analisi hanno permesso di determinare il palo maggiormente sollecitato.

In particolare, si sono ottenuti i seguenti dati di input per le verifiche:

- Palo soggetto allo sforzo normale minimo: Palo n°1

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
1	0,0	0,0	60,18	-464,01

- Palo soggetto allo sforzo normale massimo: Palo n°14

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
14	0,0	0,0	60,18	2922,59

- Palo soggetto al momento massimo: Palo n°20

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
20	3,2	101,08	-1,00	1564,05

L'elemento strutturale sarà soggetto ad una combinazione di sforzo normale e momento che individuerà un punto di sollecitazione che confrontato con il dominio di rottura della sezione permetterà di affermare se la sezione risulta verificata.

Il Dominio di rottura della sezione viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 28
 Diametro barre: 2,2 [cm]
 Copriferro (baric.): 7,3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

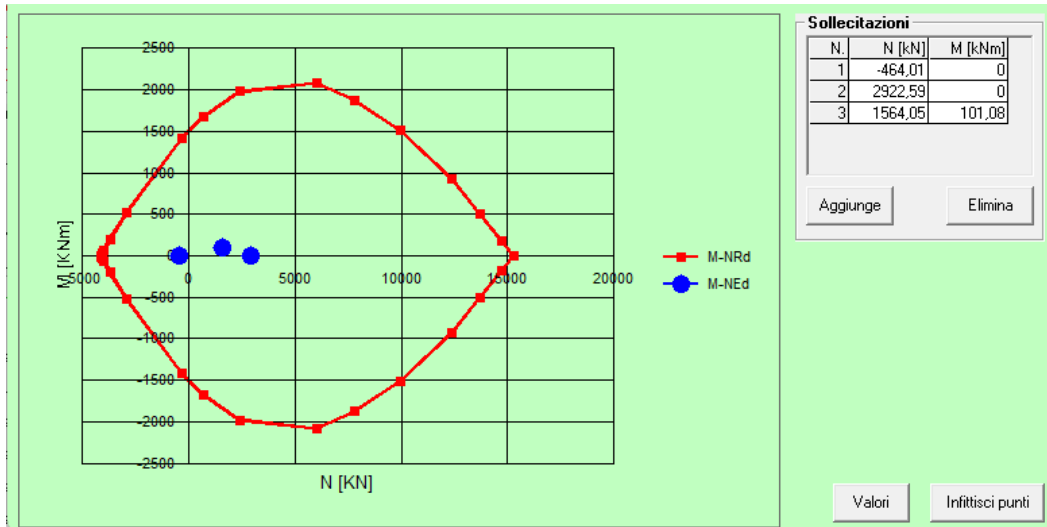
Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 1.513 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 9,163 ‰
 d: 92,7 cm
 x: 25,62 x/d: 0,2764
 δ: 0,7855

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



I punti individuati sono tutti interni al dominio di rottura della sezione, pertanto la sezione risulta verificata.

14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'

Le verifiche strutturali sul plinto di fondazione sono state eseguite introducendo nel modello FEM la geometria e le condizioni al contorno del modello, le azioni sollecitanti e le loro combinazioni ed estrapolando in output le sollecitazioni che agiscono al fine di procedere alle verifiche manuali.

Pertanto, non sarebbe necessario sottoporre i risultati ad elaborazioni e controlli che ne comprovino l'attendibilità. In ogni caso si procederà ad incrociare alcuni dati dall'analisi con metodi di calcolo paralleli e speditivi al fine effettuare un controllo di massima sul lavoro effettuato.

DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI

Al fine di validare le modalità di calcolo del momento resistente ultimo della fondazione si confronteranno i valori calcolati con il foglio elettronico e i valori calcolati con l'ausilio del software VCASTU rilasciata dal Prof. Piero Gelfi in distribuzione gratuita.

Estrapoliamo da quanto riportato nelle precedenti tabelle di calcolo relativamente alla sezione in cui la suola di fondazione si innesta nel colpetto: posta a una ordinata di 3,00m, altezza pari a 2,55m, area di ferro superiore pari a 128,00 cm²/m ed inferiore pari a 170,67 cm²/m. Ciò porta a calcolare un momento ultimo resistente pari a 16.027 KN m. Mentre calcolando il momento ultimo resistente della sezione con l'ausilio del software otteniamo i seguenti risultati:

The screenshot shows the VCASTU software interface with the following data:

Titolo: [Empty]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	255

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	128	8
2	170,67	247

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

Materiali: B450C, C45/55

Material Properties:

- 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} : 25,5
- E_s/E_c : 15
- f_{cc}/f_{cd} : 0,8
- ϵ_{syd} : 1,957 ‰
- $\sigma_{c,adm}$: 16
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- τ_{co} : 0,9333
- τ_{c1} : 2,543

Calculated Values:

- M_{xRd} : 16.025 kN m
- σ_c : -25,5 N/mm²
- σ_s : 391,3 N/mm²
- ϵ_c : 3,5 ‰
- ϵ_s : 58,65 ‰
- d: 247 cm
- x: 13,91
- x/d: 0,05631
- δ : 0,7

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 500

Calcola MRd: Dominio M-N

Col. modello: M-curvatura

Precompresso

Il momento calcolato pari a 16.025 KN m conferma il calcolo del momento eseguito manualmente con l'ausilio del foglio di calcolo riportato nella relazione. Pertanto, risultano confermate le modalità di determinazione del momento ultimo utilizzate nei fogli di calcolo.

ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM

Al fine di validare la corretta distribuzione delle azioni applicate in prossimità dei 24 punti del modello FEM della fondazione e che effettivamente queste sollecitazioni percorrano il modello inputato fino a distribuirsi esclusivamente sui pali, si procede con la valutazione speditiva delle sollecitazioni sui pali mediante un modello elastico in cui i pali sono collegati rigidamente al centro di sollecitazione della fondazione ove sono applicate le risultanti provenienti dalla torre. Si confronteranno quindi i valori ottenuti con quelli di output del modello FEM.

Calcolo pesi fondazione:

Dati geometrici			
R	10,00	m	Raggio della base del plinto
r	3,00	m	Raggio del colletto del plinto
H	1,85	m	Altezza della parte esterna del plinto
Hp	2,55	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte esterna
Hc	3,15	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte interna
Hcft	0,35	m	Altezza del colletto fuori terra
Dati dei pesi propri dei materiali			
γ_{ca}	25	kN/m ³	Peso specifico c.a.
γ_t	19	kN/m ³	Peso specifico terreno
Dati caratteristici fondazione			
V _p	700,05	m ³	Volume del plinto
W _p	17.501,29	KN	Peso del plinto
V _r	189,49	m ³	Volume del ricoprimento plinto
W _r	3.600,32	KN	Peso del ricoprimento del plinto

Azioni per la combinazione considerata (amplificate):

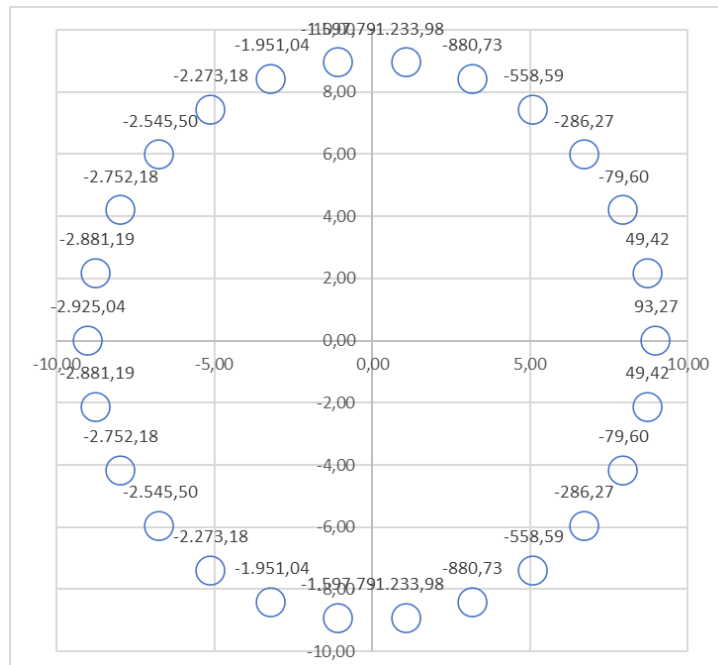
	Azione massima trasmessa dalla torre (SLU + PP WTG)	Peso proprio fondazione	Peso ricoprimento
Fris (KN m)	1.548,89	0,00	0,00
Mr t (KN m)	176.571,11	0,00	0,00
Fz (KN)	-8.660,89	22.751,68	5.400,48

Tali azioni verranno distribuite sui pali utilizzando i seguenti parametri caratteristici:

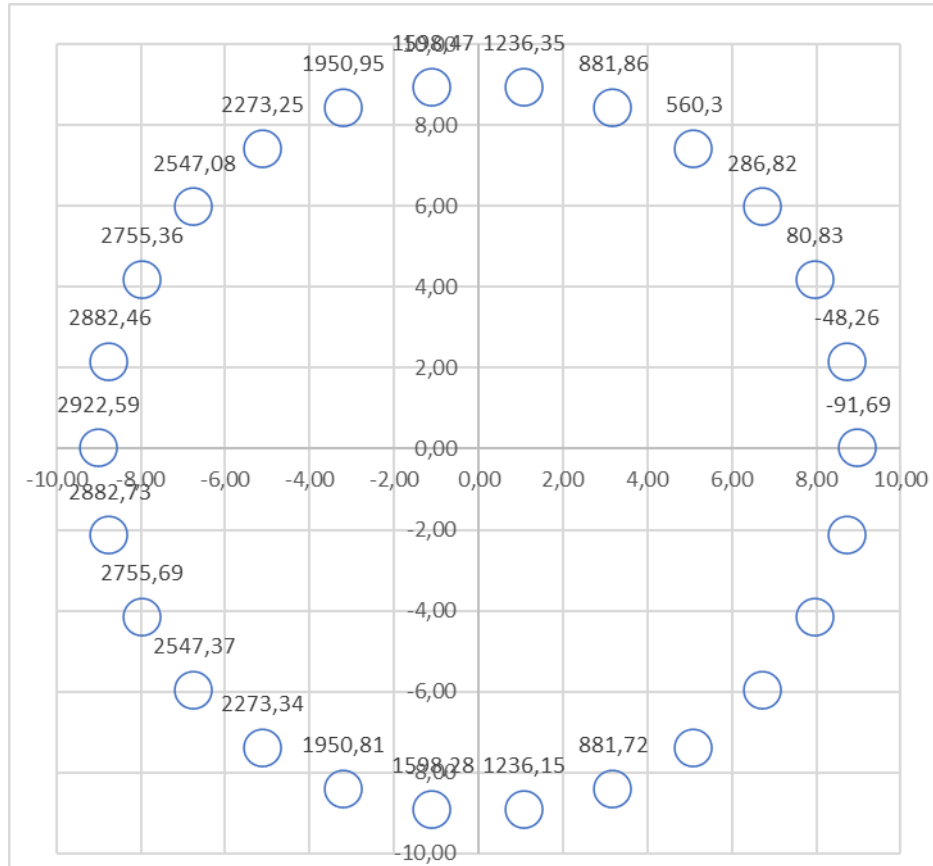
n	26	n° parti
R	9	m
$\Delta\alpha$	13,85	°
C	56,55	m
ΔC	2,17	m

Combinazione SLU NTC Vento							
i	α	x_i	y_i	$P_{Mris,i}$	P_{Fz}	P_{Wt}	P_{Ris}
1	0,00	9,00	0,00	1.509,15	-333,11	-1.082,78	93,27
2	13,85	8,74	2,15	1.465,30	-333,11	-1.082,78	49,42
3	27,69	7,97	4,18	1.336,29	-333,11	-1.082,78	-79,60
4	41,54	6,74	5,97	1.129,62	-333,11	-1.082,78	-286,27
5	55,38	5,11	7,41	857,30	-333,11	-1.082,78	-558,59
6	69,23	3,19	8,42	535,15	-333,11	-1.082,78	-880,73
7	83,08	1,08	8,93	181,91	-333,11	-1.082,78	-1.233,98
8	96,92	-1,08	8,93	-181,91	-333,11	-1.082,78	-1.597,79
9	110,77	-3,19	8,42	-535,15	-333,11	-1.082,78	-1.951,04
10	124,62	-5,11	7,41	-857,30	-333,11	-1.082,78	-2.273,18
11	138,46	-6,74	5,97	-1.129,62	-333,11	-1.082,78	-2.545,50
12	152,31	-7,97	4,18	-1.336,29	-333,11	-1.082,78	-2.752,18
13	166,15	-8,74	2,15	-1.465,30	-333,11	-1.082,78	-2.881,19
14	180,00	-9,00	0,00	-1.509,15	-333,11	-1.082,78	-2.925,04
15	193,85	-8,74	-2,15	-1.465,30	-333,11	-1.082,78	-2.881,19
16	207,69	-7,97	-4,18	-1.336,29	-333,11	-1.082,78	-2.752,18
17	221,54	-6,74	-5,97	-1.129,62	-333,11	-1.082,78	-2.545,50
18	235,38	-5,11	-7,41	-857,30	-333,11	-1.082,78	-2.273,18
19	249,23	-3,19	-8,42	-535,15	-333,11	-1.082,78	-1.951,04
20	263,08	-1,08	-8,93	-181,91	-333,11	-1.082,78	-1.597,79
21	276,92	1,08	-8,93	181,91	-333,11	-1.082,78	-1.233,98
22	290,77	3,19	-8,42	535,15	-333,11	-1.082,78	-880,73
23	304,62	5,11	-7,41	857,30	-333,11	-1.082,78	-558,59
24	318,46	6,74	-5,97	1.129,62	-333,11	-1.082,78	-286,27
25	332,31	7,97	-4,18	1.336,29	-333,11	-1.082,78	-79,60
26	346,15	8,74	-2,15	1.465,30	-333,11	-1.082,78	49,42

Tale distribuzione di forze può essere rappresentata nel seguente grafico:



Possiamo a questo punto estrapolare dai tabulati di calcolo le azioni che agiscono in testa ai pali nella combinazione 12 del modello T06nd, al fine di effettuare il confronto. Le azioni possono essere riassunte nel seguente grafico.



I risultati ottenuti sono perfettamente confrontabili, pertanto risultano confermate le modellazioni effettuate e la trasmissione degli sforzi nel modello FEM.

15 PREDIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTA

Il produttore della torre, in funzione della specifica torre in elevazione e del sito di installazione, ha stimato per il progetto in esame la fondazione descritta nel precedente paragrafo 3.1 secondo quanto riportato nelle seguenti tabelle.

Proprietà dei terreni:

Livello falda freatica	NO
Densità del suolo di riempimento [kg/m ³]	1800
Capacità portante [kg/cm ²]	6
Capacità portante per carichi estremi ridotti	2
Angolo di attrito [°]	30
Modulo elastico statico [MPa]	75
Modulo elastico dinamico [MPa]	200
Coefficiente di Poisson	0.30

Proprietà meccaniche dei materiali: calcestruzzo

	Magrone	Calcestruzzo del plinto	Calcestruzzo del collarino
Tipologia di calcestruzzo	C20/25	C35/45	C50/60
Densità [kg/m ³]	2500	2500	2500
f_{ck} [MPa]	20	35	50
Massima dimensione inerti [mm]	20	20	20
Modulo elastico [MPa]	29961.95	34077.15	37277.87
Spessore del magrone [m]	0.10	-	-
Coefficiente di Poisson	0.20	0.20	0.20

Proprietà meccaniche dei materiali: acciaio

Tipologia	B450C
Densità [kg/m ³]	7850
f_{yk} [MPa]	450
Modulo elastico [MPa]	200000
Copriferro [mm]	50

Coefficienti parziali di sicurezza:

Calcestruzzo	1.5
Acciaio	1.15
Calcoli a fatica Model code	1.1

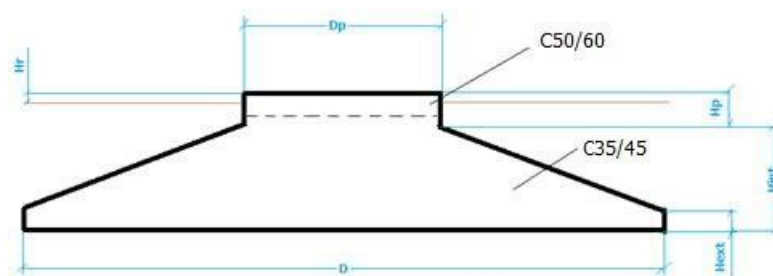
Predimensionamento della fondazione:

Le verifiche eseguite per stabilire i valori di predimensionamento della fondazione sono:

- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento
- Verifica della capacità portante dei terreni
- Verifica dei cedimenti
- GAP COG
- GAP 100%
- Verifica della rigidezza rotazionale

Definizione della geometria:

Dimensioni principali della fondazione:



D [m]	23.7
Hext [m]	0.5
Hint [m]	3.0
Dp [m]	5.9
Hp [m]	0.5
Hr [m]	0.1

Il progetto di questa fondazione necessita di una lunghezza dei tirafondi di 3500mm.

Pre-carico iniziale

560 kN

Stima della quantità dei materiali:

Per calcolare le quantità sono necessarie le seguenti assunzioni:

- L'interfaccia dei tirafondi è stata trascurata. La quantità di malta di inghisaggio, il colletto di calcestruzzo, i tirafondi e i templates non sono inclusi nella stima.
- Il calcolo dell'armatura nell'interfaccia dei tirafondi è eseguito in accordo a precedenti progetti, diametro medio alla base della torre e momento flettente.
- Il calcolo della quantità di acciaio è stato incrementato del 10% per tener conto di possibili variazioni.

Calcestruzzo [m3]	716.17
Acciaio di armatura del plinto [kg]	58679
Acciaio di armature del colletto in c.a.[kg]	16512
Totale acciaio di armatura [kg]	75191
Scavi [m3]	2468.61
Compattazione del riempimento [m3]	1711.06
Casseformi [m2]	46.50
Magrone [m3]	44.12

16 PREDIMENSIONAMENTO EDIFICIO DI CONSEGNA A 36 KV

TABULATI DI INPUT

ARCHIVIO MATERIALI PIASTRE: MATRICE ELASTICA													
Materiale N.ro	Densita' kg/mc	Ex/1E3 kg/cmq	Ni.x	Alfa.x (*1E5)	Ey/1E3 kg/cmq	Ni.y	Alfa.y (*1E5)	E11/1E3 kg/cmq	E12/1E3 kg/cmq	E13/1E3 kg/cmq	E22/1E3 kg/cmq	E23/1E3 kg/cmq	E33/1E3 kg/cmq
1	2500	333	0,20	1,00	333	0,20	1,00	347	69	0	347	0	139
3	1900	25	0,25	1,00	25	0,25	1,00	27	7	0	27	0	10
4	1700	30	0,25	1,00	30	0,25	1,00	32	8	0	32	0	12
5	1700	30	0,25	1,00	30	0,25	1,00	32	8	0	32	0	12
6	1900	5	0,25	1,00	5	0,25	1,00	5	1	0	5	0	2
7	1900	20	0,25	1,00	20	0,25	1,00	21	5	0	21	0	8
8	1900	15	0,25	1,00	15	0,25	1,00	16	4	0	16	0	6
9	1900	5	0,25	1,00	5	0,25	1,00	5	1	0	5	0	2
10	1900	20	0,25	1,00	20	0,25	1,00	21	5	0	21	0	8
11	1900	15	0,25	1,00	15	0,25	1,00	16	4	0	16	0	6
12	1800	25	0,25	1,00	25	0,25	1,00	27	7	0	27	0	10
13	1900	50	0,25	1,00	50	0,25	1,00	53	13	0	53	0	20
14	1800	50	0,25	1,00	50	0,25	1,00	53	13	0	53	0	20
15	1900	50	0,25	1,00	50	0,25	1,00	53	13	0	53	0	20
16	1900	30	0,25	1,00	30	0,25	1,00	32	8	0	32	0	12
17	1900	30	0,25	1,00	30	0,25	1,00	32	8	0	32	0	12

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO										
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal. Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	207	55	0	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Tompagno forato da 25cm
2	0	780	0	0	Categ. E	1,0	0,9	0,8		Terreno sulla piastra spessore 40 cm
3	325	270	0	48	Categ. H	0,0	0,0	0,0	S301	Solaio h21 massetto 4cm
4	325	370	0	48	Categ. H	0,0	0,0	0,0	S1	Latero cemento H21, massetto 15 cm

CRITERI DI PROGETTO															
IDEN		ASTE ELEVAZIONE													
Crit N.ro	Def Tag	%Scorr Staffe	P max. Staffe	P min. Staffe	τMtmin kg/cmq	Ferri parete	Elim cm	Tipo verif.	Fl. rett	DenX pos.	DenX neg.	DenY pos.	DenY neg.	%Mag car.	%Rid Plas
1	si	100	60	0	3	no	200	Dev.	1	0	0	0	0	0	100

CRITERI DI PROGETTO								
IDEN		ASTE FONDAZIONE						
Crit N.ro	Min T/σ	Verif. Alette	%Scorr Staffe	P max. Staffe	P min. Staffe	τMtmin kg/cmq	Ferri parete	
2	no	no	100	33	0	3	no	

CRITERI DI PROGETTO									
IDEN		PILASTRI				PILASTRI			
Crit N.ro	Def Tag	τMtmin kg/cmq	Tipo verif.		Crit N.ro	Def Tag	τMtmin kg/cmq	Tipo verif.	
3	si	3,0	Dev.		5	si	3,0	Dev.	

CRITERI DI PROGETTO																		
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE						DURABILITA'				CARATTER.COSTRUTTIVE				FLAG		
Crit N.ro	Elem.	% Rig Tors.	% Rig Fless	Classe CLS	Classe Acciaio	Mod. El kg/cmq	Pois son	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st	Lun sta	Li n.	App esi
1	ELEV.	10	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	AGGR. CX4	POCO SENS.	0,00	4,0	5,6	16	8	60	0	0
2	FOND.	10	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	AGGR. CX4	POCO SENS.	1,00	4,0	5,5	14	8	60	0	0
3	PILAS	10	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	AGGR. CX4	POCO SENS.	0,00	4,0	5,6	16	8	30	0	0
5	PILAS	70	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	XC2/XC3	POCO SENS.	0,50	4,0	5,4	12	8	100	0	0

CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																						
Cri N.ro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	σcRar --- kg/cmq ---	σcPer --- kg/cmq ---	σfRar			
1	ELEV.	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	192,0	144,0	3600		250	2,0	0,08
2	FOND.	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	192,0	144,0	3600			2,0	0,08
3	PILAS	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	192,0	144,0	3600			2,0	0,08

CRITERI DI PROGETTO																								
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri N.ro	Tipo Elem	fck	fc'd	rod	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/Ac	Mt/Mtu	Wra/mm	Wfr/mm	Wpe/mm	σRar	σPer	σRar	Sp0/Rar	Sp0/Fre	Sp0/Per	Coe Vis	euk
5	PILAS	350,0	198,0	198,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,4	0,3	192,0	144,0	3600				2,0	0,08	

MATERIALI SHELL XLAM																				
IDENTIFICATIVO										STRATIGRAFIA										
Mat. N.ro	Arch Legn	Coef Pois	Direzione Strato 1	Larg cm	ftk N/mmq	Sp.1 cm	Sp.2 cm	Sp.3 cm	Sp.4 cm	Sp.5 cm	Sp.6 cm	Sp.7 cm	Sp.8 cm	Sp.9 cm	Sp.10 cm	Sp.11 cm	Sp.12 cm	Sp.13 cm	Sp.14 cm	Sp.15 cm
2	101	0,20	Verticale	0,0	0,00	2	2	2												

MATERIALI SHELL XLAM												
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE LEGNO PER XLAM LUNGO LA DIREZIONE DELLE FIBRE												
Mat. N.ro	Classificaz. Legno	RESISTENZE				MODULI ELASTICI			Gamma kg/mc	Classe di Serviz	Coeff. Kdef x SLE	Rapp. Lung/ SpLim.
		Fless fmk	Traz. ft0k	Compr. fc0k	Tagl. fvk	Medio E0	Caratt. E0,05	Taglio G				
101	C16	16,0	10,0	17,0	1,8	8,0	5,4	0,50	370	3	2,00	200

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI E SU PALI												
IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE			
Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cmq	Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cmq	Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cmq	
1	15,00	0,00	Trz/Cmp	2	3,00	0,00	Trz/Cmp					

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	27,50	Altezza edificio (m)	3,95
Massima dimens. dir. Y (m)	4,60	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	100	Classe d' Uso	IV Cu=2.0
ISOLE GRUPPO	PRIMO		
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Acciaio	Sistema Costruttivo Dir.2	Acciaio
Regolarita' in Altezza	SI (KR=1)	Regolarita' in Pianta	SI
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	120,00
Accelerazione Ag/g	0,03	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,76	Fv	0,68
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,43	Periodo TD (sec.)	1,73
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	201,00
Accelerazione Ag/g	0,04	Periodo T'c (sec.)	0,32
Fo	2,82	Fv	0,75
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,44	Periodo TD (sec.)	1,76
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	1898,00
Accelerazione Ag/g	0,07	Periodo T'c (sec.)	0,39
Fo	3,06	Fv	1,09
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,17
Periodo TC (sec.)	0,52	Periodo TD (sec.)	1,88
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	2475,00
Accelerazione Ag/g	0,07	Periodo T'c (sec.)	0,40
Fo	3,09	Fv	1,14
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,53	Periodo TD (sec.)	1,90
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ACCIAIO - D I R. 1			

Classe Duttilita' AlfaU/Alfa1	MEDIA 1,10	Sotto-Sistema Strutturale Fattore di comportam 'q'	Tel+Tamp. 2,00
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ACCIAIO - D I R. 2			
Classe Duttilita' AlfaU/Alfa1	MEDIA 1,10	Sotto-Sistema Strutturale Fattore di comportam 'q'	Tel+Tamp. 2,00
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fundament.:	1,30
NUOVA COSTRUZIONE			
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE VENTO			
Zona Geografica	4	Altitudine s.l.m. (m)	198,00
Distanza dalla costa (km)	20,00	Tempo di Ritorno (anni)	50,00
Classe di Rugosita'	D	Coefficiente Topografico	1,00
Coefficiente dinamico	1,00	Coefficiente di attrito	0,01
Velocita' di riferim. (m/s)	28,02	Pressione di riferim.(kg/mq)	49,07
Categoria di Esposizione	II		
Edificio dotato di porosita' distribuita uniforme			
Il calcolo delle azioni del vento e' effettuato in base al punto 3.3 delle NTC e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			
Zona Geografica	III	Coefficiente Termico	1,00
Altitudine sito s.l.m. (m)	198	Coefficiente di forma	0,80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1,00
Carico di riferimento kg/mq	60	Carico neve di calcolo kg/mq	48,00
Il calcolo della neve e' effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			

COORDINATE E TIPOLOGIA FILI FISSI						
Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m		Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m
1	0,00	0,00		2	27,50	0,00
3	27,50	4,60		4	0,00	4,60
5	2,30	0,00		6	6,55	0,00
7	11,00	0,00		8	13,25	0,00
9	18,75	0,00		10	23,00	0,00
11	2,30	4,60		12	6,55	4,60
13	11,00	4,60		14	13,25	4,60
15	18,75	4,60		16	23,00	4,60

QUOTE PIANI SISMICI ED INTERPIANI									
Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	IrregTamp XY Alt.		Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	IrregTamp XY Alt.	
0	0,00	Piano Terra			1	3,95	Piano sismico	NO	NO

PILASTRI IN C.A. QUOTA 3.95 m											
Filo N.ro	Sez. N.ro	Tipologia (cm)			Magrone (cm)	Ang. (Grd)	Cod.	dx (cm)	dy (cm)	Crit. N.ro	Tipo Elemento ai fini sismici
1	1	Rett.	30,00	x 50,00	0,0	180,00	3	15,00	25,00	3	SismoResist.
2	1	Rett.	30,00	x 50,00	0,0	180,00	2	-15,00	25,00	3	SismoResist.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - FONDAZIONE
Table with columns: Filo Iniz. Fin., Quota Iniz. Final, Tr, Sez Bas Alt, C on c, Co mb, M Exd (t*m), N Ed (t), Moltip Ultimo, Gamm Rd, cf% 100, ec, Area cmq sup inf, Co mb, V Exd (t), V Eyd (t), T Sdu (t*m), V Rxd (t), V Ryd (t), TRd (t*m), TRld (t*m), Coe Cls, Coe Sta, ALon cmq, Staffe Pas Lun Fi.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - PILASTRI E TRAVI IN DEVIATA
Table with columns: Filo Iniz. Fin., Quota Iniz. Final, Tr, Sez Bas Alt, C on c, Co mb, M Exd (t*m), M Eyd (t*m), N Ed (t), Molt Ult, cf% 100, ec, Area cmq b h, Co mb, V Exd (t), V Eyd (t), T Sdu (t*m), V Rxd (t), V Ryd (t), TRd (t*m), TRld (t*m), Coe Cls, Coe Sta, ALon cmq, staffe Pas Lun Fi.

STAMPA VERIFICHE S.L.E. FONDAZIONE																							
Filo In fi	Quota In Fi	Tra tto	FESSURAZIONE							FRECCHE			TENSIONI										
			Combi Caric	Fessu. mm lim	mm cal	dist mm	Con cio	Com bin	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)	Frecce mm limite calc	Com bin	Combinaz Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co nc	Comb	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)		
10	0,00		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 4	4 1	6 -2,7 -2,5	0,0 0,0	0,0 0,0					Rara fer Perm cls	3600 144,0	217 2,8	4 4	14 1	-3,6 -2,5	0,0 0,0	0,0 0,0
15	0,00		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 4	4 1	-2,7 -2,5	0,0 0,0	0,0 0,0					Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	4,0 217 2,8	4 4 4	8 8 1	-3,6 -3,6 -2,5	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0

STAMPA VERIFICHE S.L.E. ELEVAZIONE																							
Filo In fi	Quota In Fi	Tra tto	FESSURAZIONE							FRECCHE			TENSIONI										
			Combi Caric	Fessu. mm lim	mm cal	dist mm	Con cio	Com bin	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)	Frecce mm limite calc	Com bin	Combinaz Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co nc	Comb	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)		
1	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	6 1	-1,4 -1,4	0,0 0,0	0,0 0,0					Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	24,4 627 21,4	5 5 5	14 14 1	-1,6 -1,6 -1,4	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
6	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	2 1	-2,4 -2,4	0,0 0,0	0,0 0,0	7,0	0,0	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	39,8 1033 36,8	1 1 1	10 10 1	-2,6 -2,6 -2,4	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
7	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-1,9 -1,8	0,0 0,0	0,0 0,0	7,0	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	31,6 815 28,9	5 5 5	4 4 1	-2,0 -2,0 -1,8	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
8	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-3,4 -3,3	0,0 0,0	0,0 0,0	20,0	1,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	55,5 1454 51,7	5 5 5	4 4 1	-3,6 -3,6 -3,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
9	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	2 1	-2,6 -2,5	0,0 0,0	0,0 0,0	15,0	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	42,9 1114 39,7	1 1 1	13 13 1	-2,8 -2,8 -2,5	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
10	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	6 1	-2,9 -2,9	0,0 0,0	0,0 0,0	15,8	0,7	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	49,2 1282 45,0	1 1 1	13 13 1	-3,2 -3,2 -2,9	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
12	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	2 1	-2,4 -2,4	0,0 0,0	0,0 0,0	15,8	0,5	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	39,8 1033 36,8	1 1 1	10 10 1	-2,6 -2,6 -2,4	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
13	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-1,9 -1,8	0,0 0,0	0,0 0,0	7,0	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	31,6 815 28,9	5 5 5	4 4 1	-2,0 -2,0 -1,8	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
14	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-3,4 -3,3	0,0 0,0	0,0 0,0	20,0	1,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	55,5 1454 51,7	5 5 5	4 4 1	-3,6 -3,6 -3,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
15	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	2 1	-2,6 -2,5	0,0 0,0	0,0 0,0	15,0	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	42,9 1114 39,7	1 1 1	7 7 1	-2,8 -2,8 -2,5	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
16	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 1	4 1	-2,9 -2,9	0,0 0,0	0,0 0,0	15,8	0,7	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	49,2 1282 45,0	1 1 1	7 7 1	-3,2 -3,2 -2,9	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
5	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-2,3 -2,3	0,0 0,0	0,0 0,0	15,0	0,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	38,9 1008 36,1	5 5 5	4 4 1	-2,5 -2,5 -2,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
4	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	4 1	-1,4 -1,4	0,0 0,0	0,0 0,0	7,0	0,0	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	24,4 627 21,4	5 5 5	8 8 1	-1,6 -1,6 -1,4	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
11	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	2 1	-2,3 -2,3	0,0 0,0	0,0 0,0	15,0	0,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	38,9 1008 36,1	5 5 5	4 4 1	-2,5 -2,5 -2,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
1	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	4 1	-0,5 0,3	0,0 0,0	0,0 0,0	14,4	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	18,1 464 5,3	5 5 3	8 8 1	-1,1 -1,1 0,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
2	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 5	4 1	-0,5 -0,3	0,0 0,0	0,0 0,0	14,4	0,1	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	23,1 592 5,1	5 5 5	8 8 1	-1,5 -1,5 -0,3	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
5	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 3	4 1	0,6 0,6	0,0 0,0	0,0 0,0	16,0	0,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	11,9 302 9,1	5 5 3	8 8 1	-0,7 -0,7 0,6	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
6	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 3	4 1	0,5 0,5	0,0 0,0	0,0 0,0	16,0	0,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	14,9 381 8,4	5 5 3	8 8 1	-0,9 -0,9 0,5	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
7	3,95		Rara Freq Perm	0,3 0,2	0,000 0,000		0 3	4 1	0,5 0,5	0,0 0,0	0,0 0,0	16,0	0,3	1		Rara cls Rara fer Perm cls	192,0 3600 144,0	15,9 407 8,4	5 5 3	8 8 1	-1,0 -1,0 0,5	0,0 0,0 0,0	0,0 0,0 0,0
8	3,95		Rara Freq	0,3	0,000		0	3	6	0,5	0,0	0,0				Rara cls Rara fer	192,0 3600	16,3 417	1 1	14 14	-1,0 -1,0	0,0 0,0	0,0 0,0

PILASTRI																					
		FESSURAZIONE									FRECCE		TENSIONI								
Filo In fi	Quota In Fi	Tra tto	Combi Carico	Fessu. mm lim	mm cal	dist mm	Con cio	Com bin	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)	Frecce mm limite calc	Com bin	Combinaz Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co nc	Comb	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)
13	0,00		Rara Freq Perm	0,3	0,000	0	1	1	-0,9	0,4	-5,3			Rara fer Perm cls	3600	239	1	8	-1,0	0,9	-5,8
				0,2	0,000	0	1	1	-0,9	0,2	-5,2				144,0	16,8	1	1	-0,9	0,2	-5,2
14	3,95		Rara Freq Perm	0,3	0,000	0	1	4	1,3	0,4	-7,3			Rara cls Rara fer Perm cls	192,0	38,7	1	8	1,3	0,9	-7,9
	0,00			0,2	0,000	0	1	1	1,3	0,2	-7,2				3600	221	1	8	1,3	0,9	-7,9
															144,0	20,5	1	1	1,3	0,2	-7,2
15	3,95		Rara Freq Perm	0,3	0,000	0	5	6	0,5	1,5	-9,9			Rara cls Rara fer Perm cls	192,0	57,4	5	14	0,5	2,0	-9,8
	0,00			0,2	0,000	0	5	1	0,4	1,3	-10,0				3600	488	5	14	0,5	2,0	-9,8
															144,0	36,7	5	1	0,4	1,3	-10,0
16	3,95		Rara Freq Perm	0,3	0,000	0	5	6	-0,7	1,5	-9,3			Rara cls Rara fer Perm cls	192,0	57,3	5	14	-0,5	2,0	-9,2
	0,00			0,2	0,000	0	5	1	-0,7	1,4	-9,4				3600	516	5	14	-0,5	2,0	-9,2
															144,0	43,2	5	1	-0,7	1,4	-9,4

RISULTATI VERIFICHE NODI CLS																				
IDENTIFICATIVO			GEOM.PILASTR			MATERIALE		DIR.X loc.		DIR.Y loc.			DIREZ. X locale			DIREZ. Y locale			STATUS	
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo 3D	Pos. Pila	In t.	Sez Nro	Rot Grd	HNod cm	fck kg/cmq	fy kg/cmq	LyUt cm	AfX cmq	LxUt cm	AfY cmq	Njbd kg	Vjbd kg	Vjbr kg	Njbd kg	Vjbd kg		Vjbr kg
1	0,00	1	SUP.	SP	1	180	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	2167	1412	64273	2125	3652	87969	ELAST
5	0,00	2	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	7355	3403	62762	5725	2824	86540	ELAST
13	0,00	3	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	5718	2952	63243	4596	3816	86991	ELAST
14	0,00	4	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	8276	3269	62490	6498	3823	86230	ELAST
12	0,00	5	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	8883	2924	62310	8313	2581	85498	ELAST
15	0,00	6	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	65	0,0	30	0,0	7697	15928	90511	8186	2981	85550	ELAST
6	0,00	7	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	8883	2924	62310	8313	2581	85498	ELAST
7	0,00	8	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	5718	2952	63243	4596	3816	86991	ELAST
8	0,00	9	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	8276	3269	62490	6498	3823	86230	ELAST
4	0,00	10	SUP.	SP	1	180	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	2167	1412	64273	2125	3652	87969	ELAST
11	0,00	11	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	7355	3403	62762	5725	2824	86540	ELAST
9	0,00	12	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	65	0,0	30	0,0	7697	15928	90511	8186	2981	85550	ELAST
16	0,00	13	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	65	0,0	30	0,0	7203	16071	90722	8212	3612	85539	ELAST
3	0,00	14	SUP.	SP	1	180	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	3599	1806	63860	5025	4613	86820	ELAST
10	0,00	15	SUP.	Y	1	-90	140	320	4500	65	0,0	30	0,0	7203	16071	90722	8212	3612	85539	ELAST
2	0,00	16	SUP.	SP	1	180	140	320	4500	45	0,0	30	0,0	3599	1806	63860	5025	4613	86820	ELAST
1	3,95	17	INF.	SP	1	180	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	4089	64210	0	11600	88346	ELAST
2	3,95	18	INF.	SP	1	180	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	4876	64210	0	14310	88346	ELAST
3	3,95	19	INF.	SP	1	180	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	4876	64210	0	14310	88346	ELAST
4	3,95	20	INF.	SP	1	180	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	4089	64210	0	11600	88346	ELAST
5	3,95	21	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	7230	64210	0	8951	88346	ELAST
6	3,95	22	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8606	64210	0	8880	88346	ELAST
7	3,95	23	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8835	64210	0	10835	88346	ELAST
8	3,95	24	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8971	64210	0	11682	88346	ELAST
9	3,95	25	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	9178	64210	0	10875	88346	ELAST
10	3,95	26	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8946	64210	0	11514	88346	ELAST
11	3,95	27	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	7230	64210	0	8951	88346	ELAST
12	3,95	28	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8606	64210	0	8880	88346	ELAST
13	3,95	29	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8835	64210	0	10835	88346	ELAST
14	3,95	30	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8971	64210	0	11682	88346	ELAST
15	3,95	31	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	9178	64210	0	10875	88346	ELAST
16	3,95	32	INF.	Y	1	-90	50	320	4500	45	0,0	30	0,0	0	8946	64210	0	11514	88346	ELAST