

Comune
di Monterenzio



Regione Emilia-Romagna



Città Metropolitana di
Bologna



CITTÀ
METROPOLITANA
DI BOLOGNA

Committente:

RWE

RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.
via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma
P.IVA/C.F. 06400370968

Titolo del Progetto:

PARCO LION STONE

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

N° Documento:

PELI-P03

ID PROGETTO:	PELI-P	DISCIPLINA:	C	TIPOLOGIA:	EI	FORMATO:	A4
--------------	--------	-------------	---	------------	----	----------	----

Elaborato:

(R) - ELABORATI TECNICO DESCRITTIVI
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI
DEGLI AEROGENERATORI

FOGLIO:	1 di 96	SCALA:	-	Nome file:	PELI-P03-0
---------	---------	--------	---	------------	------------

Progettazione:



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

Progettisti:

(Ing. Mariano Galbo)



Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
0	03/2024	PRIMA EMISSIONE	MG	VF	EG

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE.....	4
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI	9
5.1 FONDAZIONE INDIRETTA	9
6. AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI.....	12
6.1 AZIONE SECONDO LA NORMA IEC61400	13
6.1.1 Azione estrema del vento	13
6.1.2 Azione del vento in esercizio.....	14
6.1.3 Azioni equivalenti a fatica	14
6.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	14
6.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI.....	16
6.3.1 Carichi applicati per le analisi locali	18
6.3.2 Carichi applicati per le analisi FEM.....	18
7. CRITERI GENERALI DI CALCOLO	34
7.1 TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE	34
7.2 METODO DI VERIFICA SEZIONALE.....	34
7.3 CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	35
7.4 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018	37
7.5 MODELLO DI CALCOLO	38
8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI.....	39
8.1 DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCHORAGGIO.....	41
9. VERIFICHE STRUTTURALI GLOBALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI SECONDO IL DM 17/01/2018	44
9.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI.....	46
9.2. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU	51
9.3. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU	56
9.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE	60
9.5. VERIFICA A FATICA	64
9.6. VERIFICA A PUNZONAMENTO	71
9.6.1. Verifica a punzonamento della torre.....	71
9.6.2. Verifica a punzonamento dei pali	72
9.7. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	74
10. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCHORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE	77
10.1. VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO	77
10.1.1. VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO.....	84
10.1.2. VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTO.....	86
11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'	90
11.1 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI.....	90
11.2 ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM.....	91

1. PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Lion Stone" composto da 7 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 7,2 MW, per una potenza complessiva di 50,4 MW, ubicato nel comune di Monterenzio (BO) e proposto dalla società RWE Renewables Italia S.r.l., con sede legale in Via Andrea Doria, n.41/G, 00192 Roma.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 7,2 MW, con diametro rotore fino a 172 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. Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori sono la Collina del Falchetto (PELI-01, PELI-02, PELI-03) e Monte Renzio (PELI-04, PELI-05, PELI-06, PELI-07).

La presente relazione ha per oggetto i calcoli di predimensionamento, con le relative verifiche agli Stati Limite Ultimi, delle opere di fondazione degli aerogeneratori previsti in progetto.

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dalla Relazione geologica e di compatibilità geomorfologica allegata al progetto.

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".

3. 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.

Si è ritenuto necessario l'utilizzo della tecnica di sismica passiva a stazione singola HVSR (tomografia) allo scopo di determinare le velocità delle onde di taglio (V_s) dei terreni presenti, in corrispondenza delle opere progettate.

In particolare, sono state eseguite, in corrispondenza di ciascun aerogeneratore e della cabina di consegna n. 8 misure di microtremore ambientale, con un tomografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico.

Area dell'impianto eolico: Considerate le caratteristiche litotecniche e stratigrafiche dei terreni presenti, la velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie è compresa tra 360 e 800 m/s; pertanto, la categoria sismica del suolo sarà la B.

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 33 WGS84 degli aerogeneratori:

NOME	EST	NORD	Riferimenti catastali
PELI-01	696354,00	4907612,00	Monterenzio Foglio 54, p.lla: 29
PELI-02	696900,00	4907182,00	Monterenzio Foglio 68, p.lla: 10
PELI-03	697525,00	4906205,00	Monterenzio Foglio 70, p.lla: 37
PELI-04	694814,00	4910190,00	Monterenzio Foglio 35, p.lla: 21
PELI-05	693483,00	4910059,00	Monterenzio Foglio 32, p.lla: 70
PELI-06	693560,00	4908844,00	Monterenzio Foglio 41, p.lla: 68
PELI-07	693427,00	4906754,00	Monterenzio Foglio 64, p.lla: 7

Tabella 1 - Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84

- Classe d'uso: Quarta (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: B (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale ≥ 100 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T2 (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).

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni, per questo livello di progettazione, si rimanda alla relazione Geotecnica "PELI-P65-0-Relazione Geotecnica".

Dall'esame della relazione geologica si evince che nell'area direttamente interessata dagli aerogeneratori e dalla cabina di consegna è presente uno spessore variabile da 1.0 e 2.0 m di terreno vegetale che, ricopre vari complessi litologici, costituito da limi e limi sabbiosi, di colore marrone, scarsamente consistenti e plastici. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni: $\varphi' = 17^\circ$, $c' = 0.0$ t/mq, $\gamma = 1.7$ t/mc.

Si mette in evidenza che sarà totalmente asportato in fase di realizzazione.

Ne descriviamo singolarmente le caratteristiche litologiche per ciascun aerogeneratore e per la cabina di consegna.

PELI-WTG01: argille varicolori con inclusi blocchi di calcilutiti biancastre. La frazione alterata, di spessore variabile tra 2-3 m è costituita da limi argillosi, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura calcarea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 0.5$ t/mq, $\gamma = 1.8$ t/mc.

Frazione inalterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 1.0$ t/mq, $\gamma = 1.9$ t/mc.

PELI-WTG02: argilliti siltose grigio azzurro intercalate a calcilutiti silicizzate grigio chiare. La frazione alterata, di spessore variabile tra 3-4 m è costituita da argille limose, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura calcarea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 0.5$ t/mq, $\gamma = 1.8$ t/mc.

Frazione inalterata: $\varphi' = 28^\circ$, $c' = 2.0$ t/mq, $\gamma = 2.0$ t/mc.

PELI-WTG03: argilliti scagliettate, talora siltose, grigio scure con intercalazioni di arenarie. La frazione alterata, di spessore variabile tra 2-3 m è costituita da argille limose, da

scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura arenacea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 0.5 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

Frazione inalterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 1.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.9 \text{ t/mc}$.

PELI-WTG04: argille varicolori con inclusi blocchi di calcilutiti biancastre. La frazione alterata, di spessore variabile tra 3-4 m è costituita da limi argillosi, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura calcarea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 0.5 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

Frazione inalterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 1.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.9 \text{ t/mc}$.

PELI-WTG05: marne siltose grigio cenere, localmente silicee, con intercalazioni di strati arenitici. La frazione alterata, di spessore variabile tra 2-3 m è costituita da limi, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura arenacea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 0.2 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

Frazione inalterata: $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 3.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 2.1 \text{ t/mc}$.

PELI-WTG06: marne siltose consistenti di colore grigio-verde. La frazione alterata, di spessore variabile tra 3-4 m è costituita da limi argillosi, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura arenacea di dimensioni centimetriche. Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 0.2 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

Frazione inalterata: $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 3.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 2.1 \text{ t/mc}$.

PELI-WTG07: marne calcaree consistenti. La frazione alterata, di spessore variabile tra 3-4 m è costituita da argille marnose, da scarsamente a mediamente consistenti con inclusi sporadici elementi lapidei di natura calcarea di dimensioni centimetriche.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

Frazione alterata: $\varphi' = 25^\circ$, $c' = 0.2 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

Frazione inalterata: $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 3.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 2.1 \text{ t/mc}$.

Cabina di consegna: ghiaie e ghiaie sabbiose scarsamente addensate.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sopra citati, può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

$\varphi' = 28^\circ$, $c' = 0.0 \text{ t/mq}$, $\gamma = 1.8 \text{ t/mc}$.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI

La scelta della tipologia delle fondazioni sarà effettuata a seguito delle indagini geologiche esecutive.

Allo stato delle informazioni contenute nello studio geologico risulta cautelativo prevedere fondazioni indirette su pali.

Nel presente paragrafo sarà descritta la fondazione tipo degli aerogeneratori con rotore di diametro fino a 172,0 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 geostuia drenante tipo Enkadrain, munita di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

5.1 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 1,85m e 2,55 m in corrispondenza della parte centrale. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 3,00 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 30,00 m.

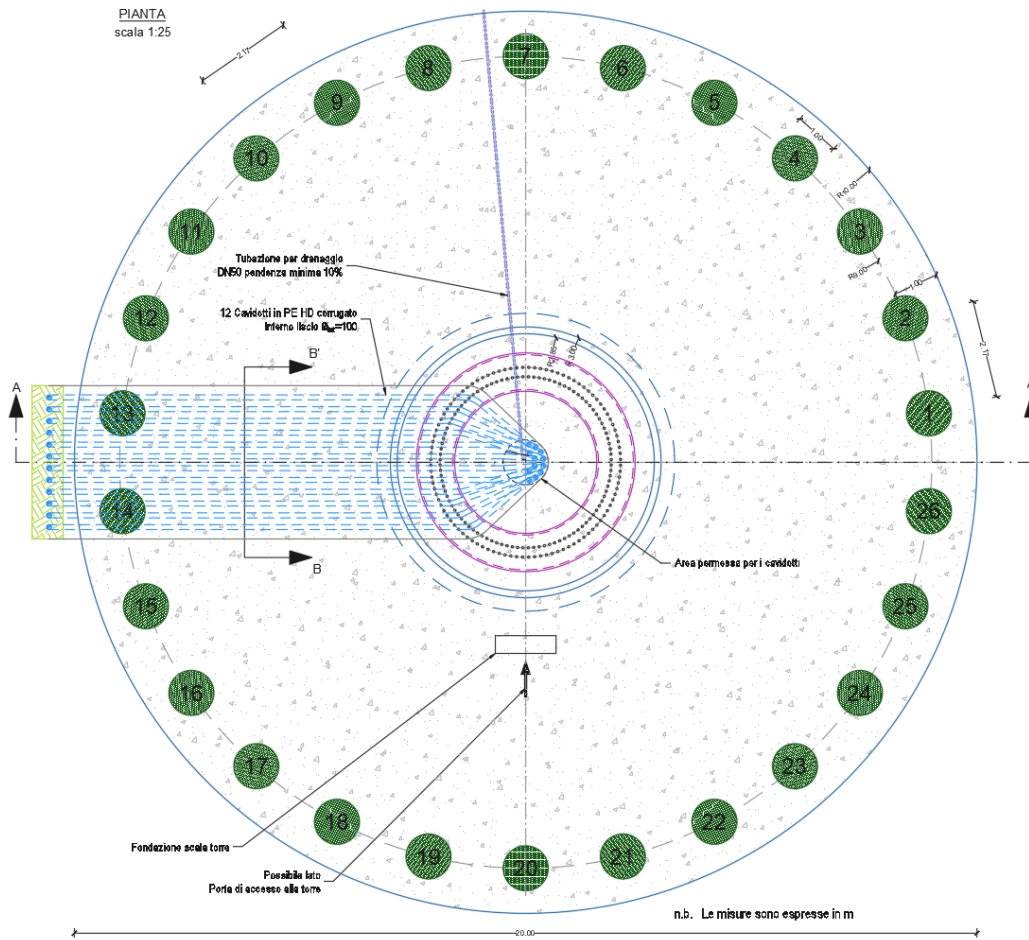


Figura 1 - Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.26 del diametro 1000mm)

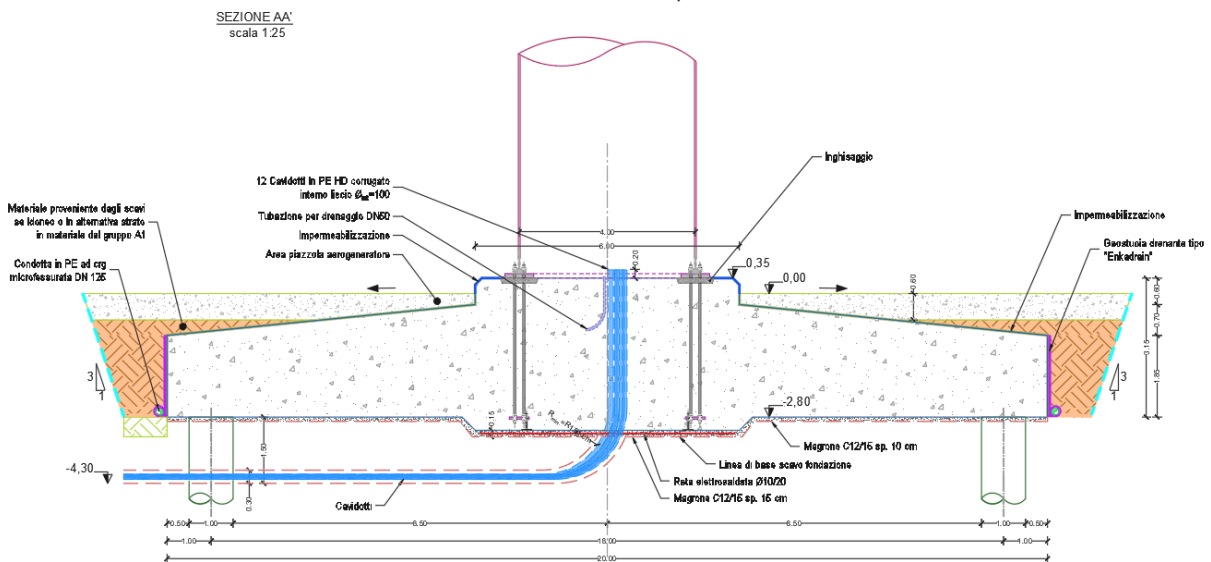


Figura 2 - Sezione del plinto

All'interno del plinto di fondazione sarà annegata una gabbia di ancoraggio metallica cilindrica dotata di una piastra superiore di ripartizione dei carichi ed una piastra inferiore di ancoraggio. Entrambe le piastre sono dotate di due serie concentriche di fori che consentiranno il passaggio di barre filettate ad alta resistenza di diametro 36 mm, che, tramite dadi, garantiscono il corretto collegamento delle due piastre. A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 180 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

6. 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.

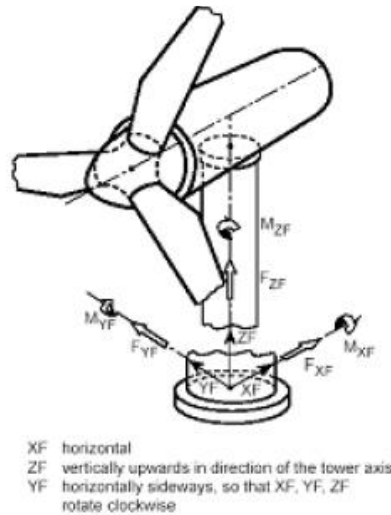


Figura 3 - Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

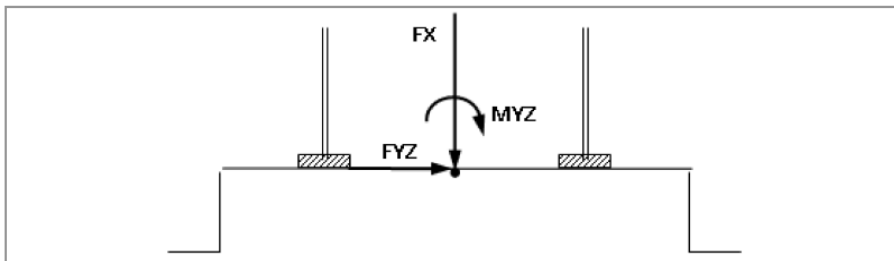


Figura 4 - Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

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.

6.1 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.

6.1.1 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

Azioni SLU amplificate con i coefficienti di sicurezza secondo le norme IEC						
Lead	LC/Family	IEC PLF	F _x	F _{yz}	M _x	M _{yz}
LC	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
8.1	IEC_Ed3_NCV_00_08010000 Max Fz	1,50	9.795	136	-950	14.844
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Fr	1,35	8.881	1.528	1.185	156.377
1.4	IEC_Ed3_NCV_60_01040000 Max Mz	1,35	8.592	338	11.541	53.032
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Mr	1,35	8.994	1.394	-1.653	158.914

Tabella 2 -

Azioni SLU non amplificate						
Lead	LC/Family	IEC PLF	F _x	F _{yz}	M _x	M _{yz}
LC	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
8.1	IEC_Ed3_NCV_00_08010000 Max Fz	1,50	6.530	91	-633	9.896
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Fr	1,35	6.579	1.132	878	115.835
1.4	IEC_Ed3_NCV_60_01040000 Max Mz	1,35	6.364	250	8.549	39.283
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Mr	1,35	6.662	1.033	-1.224	117.714

Tabella 3 -

6.1.2 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.

Azioni SLE				
LC/Family	F _x	F _{yz}	M _x	M _{yz}
[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
Characteristic load	6.662	1.033	-1.224	117.714
Permanent load	6.902	875	2.739	97.465

Tabella 4 -

6.1.3 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 $m=7$.

Damage-equivalent load range for fatigue loads					
N	m	FXTB kN	FZTB kN	MXTB kNm	MYTB kNm
1.00E+07	7	138	501	5763	44116
gamma-f - FAT		1.0	1.0	1.0	1.0
Mean load		6553	482	60	56134

Tabella 5 -

6.2 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_E (o $\gamma_{E'}$)	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

Tabella 6 -

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.

6.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Le sollecitazioni trasmesse dalla torre alla fondazione per le varie condizioni di carico sono state riassunte nella seguente tabella.

AZIONI ALLA SOMMITA' DELLA FONDAZIONE comprehensive del peso proprio della torre										
	IEC_Ed3_NC V LC_0801 max Fz	IEC_Ed3_NC V LC_0103 max Fr	IEC_Ed3_NC V LC_0104 max Mz	IEC_Ed3_NC V LC_0104 max Mr	DM vento	Sismic load	SLS_CH IEC production Characteristic	SLS_IEC Permanent loads	Fatigue Load Min	Fatigue Load Max
F _{yz} (KN)	91	1.132	250	1.033	1.193	368	1.033	875	232	733
M _{yz} (KN m)	9.896	117.671	39.283	117.714	92.378	14.794	117.714	97.465	34.076	78.192
M _x (KN m)	-633	878	8.549	-1.224	0	566	-1.224	2.739	-2.822	2.942
F _x (KN)	6.530	6.579	6.364	6.662	6.530	6.597	6.662	6.902	6.484	6.622

Tabella 7 -

Tali azioni sono comprehensive del peso proprio della turbina e della torre metallica che risulta pari a circa 6.410 KN.

6.3.1 Carichi applicati per le analisi locali

Le analisi locali relative al sistema di connessione tra torre e fondazione sono state eseguite analizzando tra quelle precedentemente descritte le combinazioni di interesse più gravose, tenuto conto anche dei coefficienti di amplificazione delle forze da prendere in considerazione. L'analisi condotta ha portato alla selezione delle azioni riassunte nelle seguenti tabelle:

	WTG Load	IEC_Ed3_ NCV LC_0104 max Mr	SLS_GH IEC production Characteristi	SLS_IEC Permanent loads	Fatigue Load Min	Fatigue Load Max
F_{ris} (KN)	0,00	1.032,59	1.032,59	875,00	231,50	732,50
M_{ris} (KN m)	0,00	117.714,07	117.714,07	97.465,00	34.076,00	78.192,00
M_z	0,00	-1.224,44	-1.224,44	2.739,00	-2.821,50	2.941,50
F_z	-6410,00	-252,22	-252,22	-492,00	-74,00	-212,00
γ	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabella 8 -

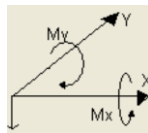
Tali azioni, opportunamente combinate ed amplificate, hanno portato alle seguenti combinazioni di carico:

	SLU	Comb. rara	Comb. QP	fatica minimi	fatica massimi
F_{ris} (KN)	1.548,89	1.032,59	875,00	231,50	732,50
M_{ris} (KN m)	176.571,11	117.714,07	97.465,00	34.076,00	78.192,00
M_z	-1.836,67	-1.224,44	2.739,00	-2.821,50	2.941,50
F_z	-8.711,33	-6.662,22	-6.902,00	-6.484,00	-6.622,00

Tabella 9 -

6.3.2 Carichi applicati per le analisi FEM

Le azioni provenienti dalla struttura in elevazione sono state applicate al modello FEM della piastra di fondazione in accordo al sistema di riferimento del software, rappresentato nella figura seguente.



La direzione lungo cui agisce l'azione risultante è stata quindi posta coincidente con uno degli assi principali della fondazione, allo scopo di studiare le sollecitazioni radiali e tangenziali agenti lungo la direttrice maggiormente sollecitata ed estendere i risultati dell'analisi alla totalità della fondazione.

Le azioni sono state distribuite in un numero di 24 punti, utilizzando i seguenti dati:

Parametri per la redistribuzione delle forze		
n	24	(numero di parti in cui è divisa la circonferenza)
R	2,00 m	(raggio medio della gabbia di tirafondi)
$\Delta\alpha$	15,00 °	(ampiezza angolo relativo all'arco di riferimento)
C	12,57 m	(lunghezza circonferenza)
ΔC	0,52 m	(lunghezza arco di circonferenza)

Tabella 10 -

Per il peso proprio, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
0,00	0,00	0,00	-6.410,00

Tabella 11 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Peso proprio WIG				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	267,08
2	15,00	1,93	0,52	267,08
3	30,00	1,73	1,00	267,08
4	45,00	1,41	1,41	267,08
5	60,00	1,00	1,73	267,08
6	75,00	0,52	1,93	267,08
7	90,00	0,00	2,00	267,08
8	105,00	-0,52	1,93	267,08
9	120,00	-1,00	1,73	267,08
10	135,00	-1,41	1,41	267,08
11	150,00	-1,73	1,00	267,08
12	165,00	-1,93	0,52	267,08
13	180,00	-2,00	0,00	267,08
14	195,00	-1,93	-0,52	267,08
15	210,00	-1,73	-1,00	267,08
16	225,00	-1,41	-1,41	267,08
17	240,00	-1,00	-1,73	267,08
18	255,00	-0,52	-1,93	267,08
19	270,00	0,00	-2,00	267,08
20	285,00	0,52	-1,93	267,08
21	300,00	1,00	-1,73	267,08
22	315,00	1,41	-1,41	267,08
23	330,00	1,73	-1,00	267,08
24	345,00	1,93	-0,52	267,08

Tabella 12 -

Per la condizione "IEC_Ed3_NCV LC_0801 max Fz", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
90,67	9.896,00	-633,33	120,00

Tabella 13 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0801 max Fz				
i	α	x_i	y_i	Pz
1	0,00	2,00	0,00	5,00
2	15,00	1,93	0,52	-101,72
3	30,00	1,73	1,00	-201,17
4	45,00	1,41	1,41	-286,56
5	60,00	1,00	1,73	-352,09
6	75,00	0,52	1,93	-393,28
7	90,00	0,00	2,00	-407,33
8	105,00	-0,52	1,93	-393,28
9	120,00	-1,00	1,73	-352,09
10	135,00	-1,41	1,41	-286,56
11	150,00	-1,73	1,00	-201,17
12	165,00	-1,93	0,52	-101,72
13	180,00	-2,00	0,00	5,00
14	195,00	-1,93	-0,52	111,72
15	210,00	-1,73	-1,00	211,17
16	225,00	-1,41	-1,41	296,56
17	240,00	-1,00	-1,73	362,09
18	255,00	-0,52	-1,93	403,28
19	270,00	0,00	-2,00	417,33
20	285,00	0,52	-1,93	403,28
21	300,00	1,00	-1,73	362,09
22	315,00	1,41	-1,41	296,56
23	330,00	1,73	-1,00	211,17
24	345,00	1,93	-0,52	111,72

Tabella 14 -

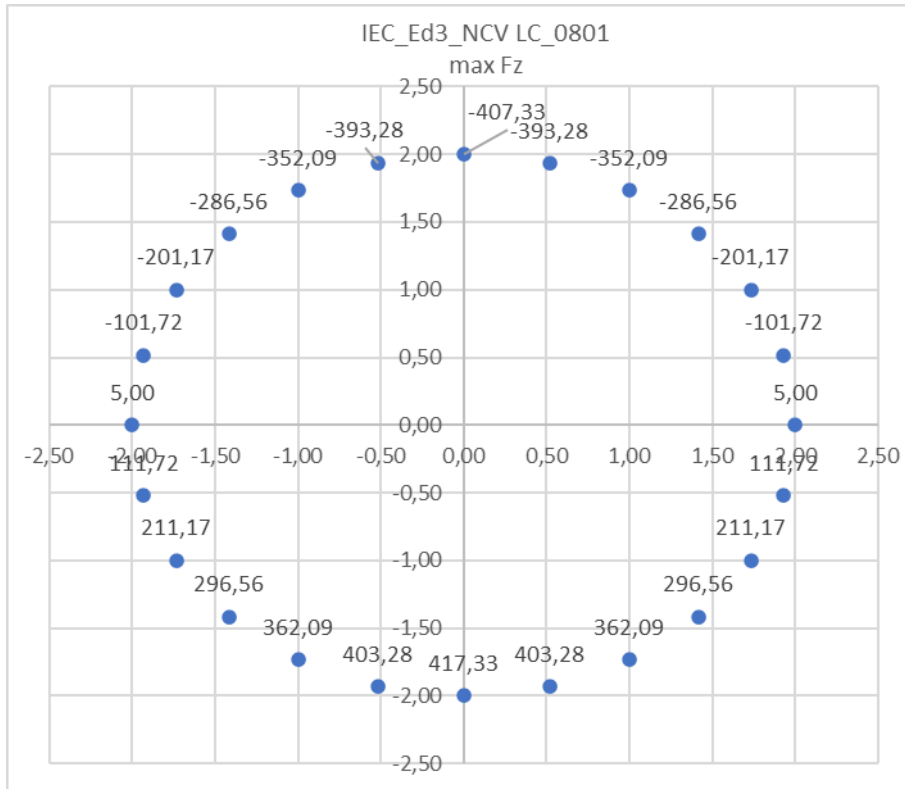


Figura 5 -

Per la condizione “IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.132,00	117.671,00	878,00	169,00

Tabella 15 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr				
i	α	x_i	y_i	Pz
1	0,00	2,00	0,00	7,04
2	15,00	1,93	0,52	-1.261,94
3	30,00	1,73	1,00	-2.444,44
4	45,00	1,41	1,41	-3.459,87
5	60,00	1,00	1,73	-4.239,04
6	75,00	0,52	1,93	-4.728,85
7	90,00	0,00	2,00	-4.895,92
8	105,00	-0,52	1,93	-4.728,85
9	120,00	-1,00	1,73	-4.239,04
10	135,00	-1,41	1,41	-3.459,87
11	150,00	-1,73	1,00	-2.444,44
12	165,00	-1,93	0,52	-1.261,94
13	180,00	-2,00	0,00	7,04
14	195,00	-1,93	-0,52	1.276,02

IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr				
15	210,00	-1,73	-1,00	2.458,52
16	225,00	-1,41	-1,41	3.473,96
17	240,00	-1,00	-1,73	4.253,13
18	255,00	-0,52	-1,93	4.742,94
19	270,00	0,00	-2,00	4.910,00
20	285,00	0,52	-1,93	4.742,94
21	300,00	1,00	-1,73	4.253,13
22	315,00	1,41	-1,41	3.473,96
23	330,00	1,73	-1,00	2.458,52
24	345,00	1,93	-0,52	1.276,02

Tabella 16 -

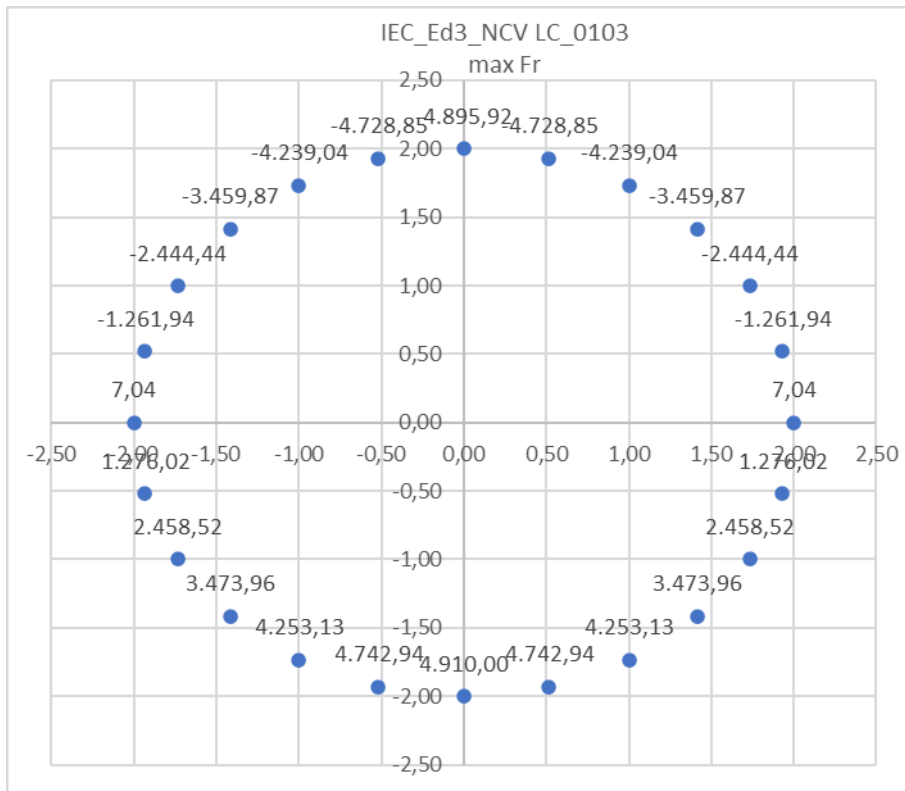


Figura 6 -

Per la condizione "IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mz", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
250,37	39.282,96	8.548,89	-45,56

Tabella 17 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mz				
i	α	x_i	y_i	Pz
1	0,00	2,00	0,00	-1,90
2	15,00	1,93	0,52	-425,53
3	30,00	1,73	1,00	-820,29
4	45,00	1,41	1,41	-1.159,28
5	60,00	1,00	1,73	-1.419,40
6	75,00	0,52	1,93	-1.582,92
7	90,00	0,00	2,00	-1.638,69
8	105,00	-0,52	1,93	-1.582,92
9	120,00	-1,00	1,73	-1.419,40
10	135,00	-1,41	1,41	-1.159,28
11	150,00	-1,73	1,00	-820,29
12	165,00	-1,93	0,52	-425,53
13	180,00	-2,00	0,00	-1,90
14	195,00	-1,93	-0,52	421,73
15	210,00	-1,73	-1,00	816,50
16	225,00	-1,41	-1,41	1.155,49
17	240,00	-1,00	-1,73	1.415,60
18	255,00	-0,52	-1,93	1.579,12
19	270,00	0,00	-2,00	1.634,89
20	285,00	0,52	-1,93	1.579,12
21	300,00	1,00	-1,73	1.415,60
22	315,00	1,41	-1,41	1.155,49
23	330,00	1,73	-1,00	816,50
24	345,00	1,93	-0,52	421,73

Tabella 18 -

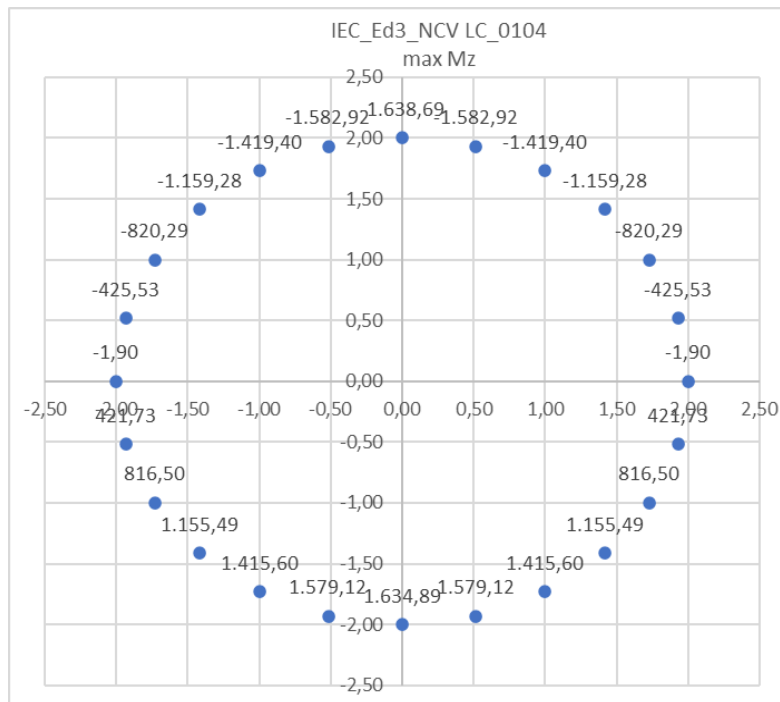


Figura 7 -

Per la condizione "IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mr", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.032,59	117.714,07	-1.224,44	252,22

Tabella 19 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mr				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	10,51
2	15,00	1,93	0,52	-1.258,93
3	30,00	1,73	1,00	-2.441,87
4	45,00	1,41	1,41	-3.457,67
5	60,00	1,00	1,73	-4.237,13
6	75,00	0,52	1,93	-4.727,12
7	90,00	0,00	2,00	-4.894,24
8	105,00	-0,52	1,93	-4.727,12
9	120,00	-1,00	1,73	-4.237,13
10	135,00	-1,41	1,41	-3.457,67
11	150,00	-1,73	1,00	-2.441,87
12	165,00	-1,93	0,52	-1.258,93
13	180,00	-2,00	0,00	10,51
14	195,00	-1,93	-0,52	1.279,95
15	210,00	-1,73	-1,00	2.462,89
16	225,00	-1,41	-1,41	3.478,69
17	240,00	-1,00	-1,73	4.258,15
18	255,00	-0,52	-1,93	4.748,14
19	270,00	0,00	-2,00	4.915,26
20	285,00	0,52	-1,93	4.748,14
21	300,00	1,00	-1,73	4.258,15
22	315,00	1,41	-1,41	3.478,69
23	330,00	1,73	-1,00	2.462,89
24	345,00	1,93	-0,52	1.279,95

Tabella 20 -

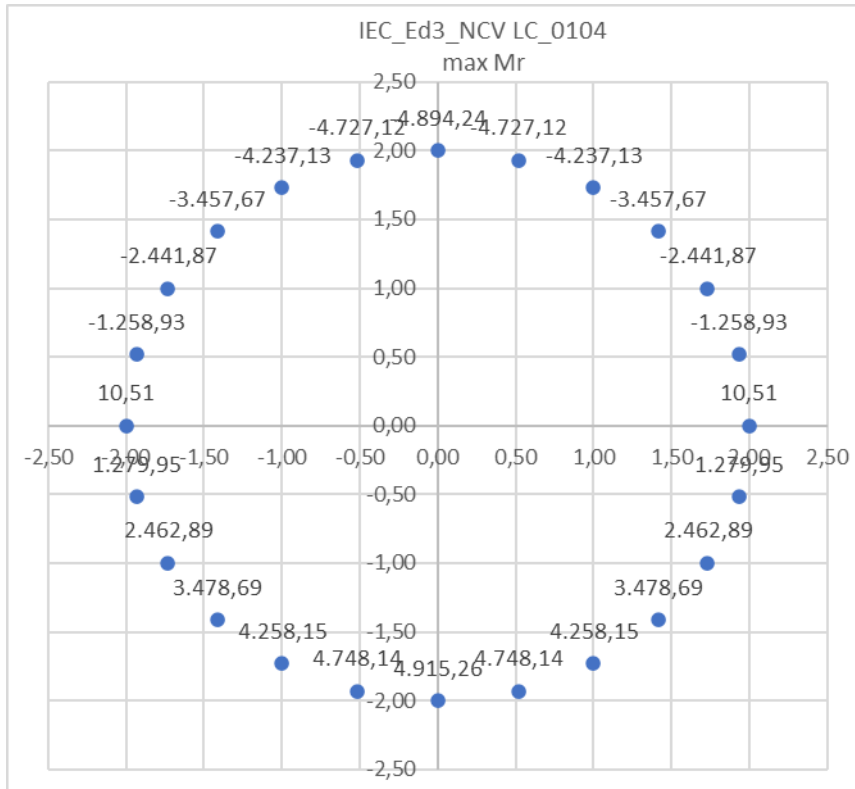


Figura 8 -

Per la condizione “DM Vento”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.193,06	92.378,28	0,00	120,00

Tabella 21 -

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

DM Vento				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	5,00
2	15,00	1,93	0,52	-991,22
3	30,00	1,73	1,00	-1.919,55
4	45,00	1,41	1,41	-2.716,72
5	60,00	1,00	1,73	-3.328,41
6	75,00	0,52	1,93	-3.712,94
7	90,00	0,00	2,00	-3.844,10
8	105,00	-0,52	1,93	-3.712,94
9	120,00	-1,00	1,73	-3.328,41
10	135,00	-1,41	1,41	-2.716,72
11	150,00	-1,73	1,00	-1.919,55
12	165,00	-1,93	0,52	-991,22
13	180,00	-2,00	0,00	5,00
14	195,00	-1,93	-0,52	1.001,22
15	210,00	-1,73	-1,00	1.929,55
16	225,00	-1,41	-1,41	2.726,72

DM Vento				
17	240,00	-1,00	-1,73	3.338,41
18	255,00	-0,52	-1,93	3.722,94
19	270,00	0,00	-2,00	3.854,10
20	285,00	0,52	-1,93	3.722,94
21	300,00	1,00	-1,73	3.338,41
22	315,00	1,41	-1,41	2.726,72
23	330,00	1,73	-1,00	1.929,55
24	345,00	1,93	-0,52	1.001,22

Tabella 22 -

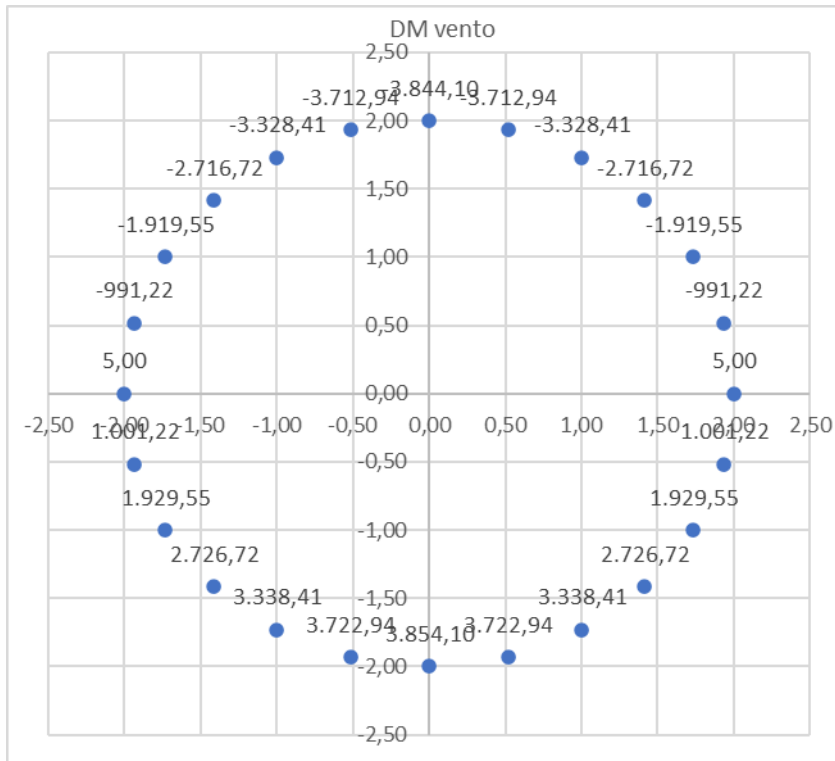


Figura 9 -

Per la condizione "Sismic load SLV", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F _{ris} (KN)	M _{ris} (KN m)	M _z (KN m)	F _z (KN)
368,07	14.794,39	566,00	187,03

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Sismic load SLV				
i	α	x _i	y _i	P _z
1	0,00	2,00	0,00	7,79
2	15,00	1,93	0,52	-151,75
3	30,00	1,73	1,00	-300,42
4	45,00	1,41	1,41	-428,09
5	60,00	1,00	1,73	-526,05
6	75,00	0,52	1,93	-587,64
7	90,00	0,00	2,00	-608,64
8	105,00	-0,52	1,93	-587,64

Sismic load SLV				
9	120,00	-1,00	1,73	-526,05
10	135,00	-1,41	1,41	-428,09
11	150,00	-1,73	1,00	-300,42
12	165,00	-1,93	0,52	-151,75
13	180,00	-2,00	0,00	7,79
14	195,00	-1,93	-0,52	167,34
15	210,00	-1,73	-1,00	316,01
16	225,00	-1,41	-1,41	443,68
17	240,00	-1,00	-1,73	541,64
18	255,00	-0,52	-1,93	603,22
19	270,00	0,00	-2,00	624,23
20	285,00	0,52	-1,93	603,22
21	300,00	1,00	-1,73	541,64
22	315,00	1,41	-1,41	443,68
23	330,00	1,73	-1,00	316,01
24	345,00	1,93	-0,52	167,34

Tabella 23 -

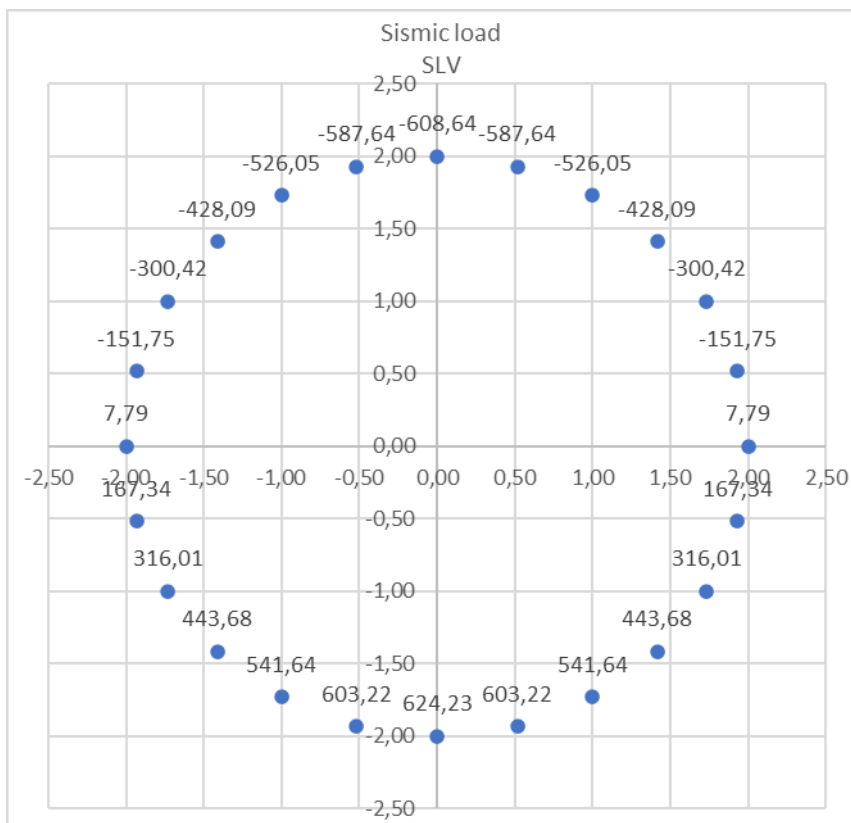


Figura 10 -

Per la condizione "SLS_IEC Characteristic", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.032,59	117.714,07	-1.224,44	252,22

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS_IEC Characteristic				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	10,51
2	15,00	1,93	0,52	-1.258,93
3	30,00	1,73	1,00	-2.441,87
4	45,00	1,41	1,41	-3.457,67
5	60,00	1,00	1,73	-4.237,13
6	75,00	0,52	1,93	-4.727,12
7	90,00	0,00	2,00	-4.894,24
8	105,00	-0,52	1,93	-4.727,12
9	120,00	-1,00	1,73	-4.237,13
10	135,00	-1,41	1,41	-3.457,67
11	150,00	-1,73	1,00	-2.441,87
12	165,00	-1,93	0,52	-1.258,93
13	180,00	-2,00	0,00	10,51
14	195,00	-1,93	-0,52	1.279,95
15	210,00	-1,73	-1,00	2.462,89
16	225,00	-1,41	-1,41	3.478,69
17	240,00	-1,00	-1,73	4.258,15
18	255,00	-0,52	-1,93	4.748,14
19	270,00	0,00	-2,00	4.915,26
20	285,00	0,52	-1,93	4.748,14
21	300,00	1,00	-1,73	4.258,15
22	315,00	1,41	-1,41	3.478,69
23	330,00	1,73	-1,00	2.462,89
24	345,00	1,93	-0,52	1.279,95

Tabella 24 -

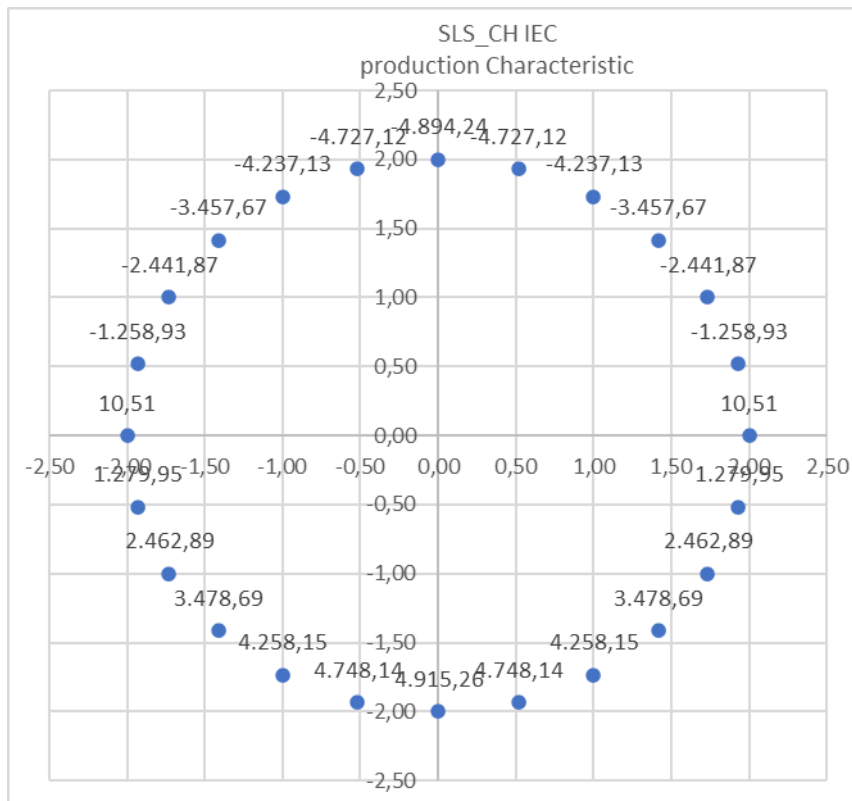


Figura 11 -

Per la condizione "SLS IEC Permanet load", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F _{ris} (KN)	M _{ris} (KN m)	M _z (KN m)	F _z (KN)
875,00	97.465,00	2.739,00	492,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS IEC Permanet load				
i	α	xi	yi	Pz
1	0,00	2,00	0,00	20,50
2	15,00	1,93	0,52	-1.030,57
3	30,00	1,73	1,00	-2.010,02
4	45,00	1,41	1,41	-2.851,09
5	60,00	1,00	1,73	-3.496,47
6	75,00	0,52	1,93	-3.902,17
7	90,00	0,00	2,00	-4.040,54
8	105,00	-0,52	1,93	-3.902,17
9	120,00	-1,00	1,73	-3.496,47
10	135,00	-1,41	1,41	-2.851,09
11	150,00	-1,73	1,00	-2.010,02
12	165,00	-1,93	0,52	-1.030,57
13	180,00	-2,00	0,00	20,50
14	195,00	-1,93	-0,52	1.071,57
15	210,00	-1,73	-1,00	2.051,02
16	225,00	-1,41	-1,41	2.892,09

SLS IEC Permanet load				
17	240,00	-1,00	-1,73	3.537,47
18	255,00	-0,52	-1,93	3.943,17
19	270,00	0,00	-2,00	4.081,54
20	285,00	0,52	-1,93	3.943,17
21	300,00	1,00	-1,73	3.537,47
22	315,00	1,41	-1,41	2.892,09
23	330,00	1,73	-1,00	2.051,02
24	345,00	1,93	-0,52	1.071,57

Tabella 25 -

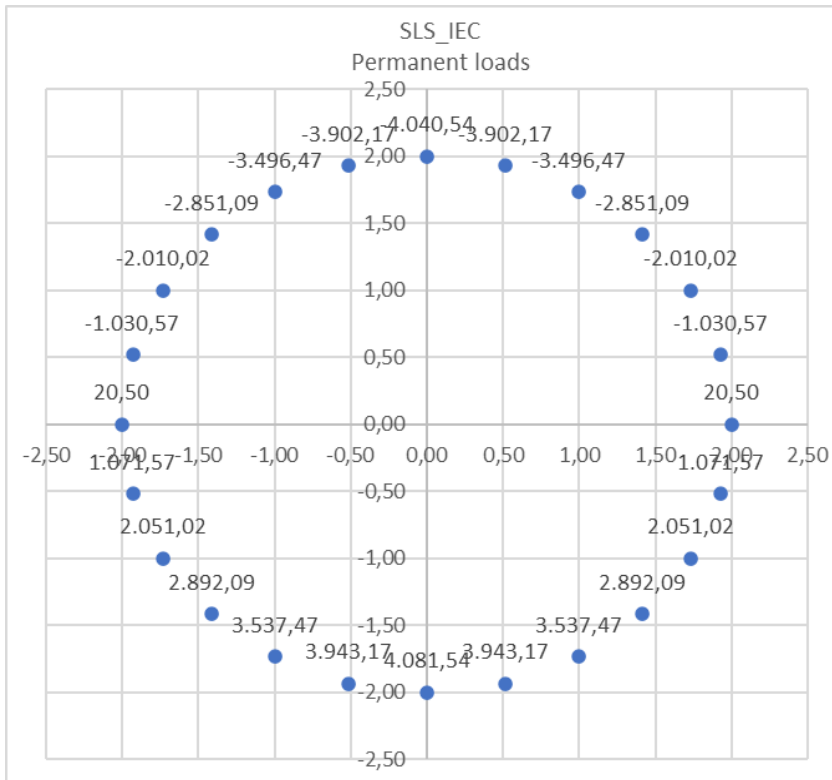


Figura 12 -

Per la condizione "Carichi a fatica minimi", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
231,50	34.076,00	-2.821,50	74,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Carichi a fatica minimi				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	3,08
2	15,00	1,93	0,52	-364,40
3	30,00	1,73	1,00	-706,83

Carichi a fatica minimi				
4	45,00	1,41	1,41	-1.000,89
5	60,00	1,00	1,73	-1.226,53
6	75,00	0,52	1,93	-1.368,37
7	90,00	0,00	2,00	-1.416,75
8	105,00	-0,52	1,93	-1.368,37
9	120,00	-1,00	1,73	-1.226,53
10	135,00	-1,41	1,41	-1.000,89
11	150,00	-1,73	1,00	-706,83
12	165,00	-1,93	0,52	-364,40
13	180,00	-2,00	0,00	3,08
14	195,00	-1,93	-0,52	370,56
15	210,00	-1,73	-1,00	713,00
16	225,00	-1,41	-1,41	1.007,06
17	240,00	-1,00	-1,73	1.232,70
18	255,00	-0,52	-1,93	1.374,54
19	270,00	0,00	-2,00	1.422,92
20	285,00	0,52	-1,93	1.374,54
21	300,00	1,00	-1,73	1.232,70
22	315,00	1,41	-1,41	1.007,06
23	330,00	1,73	-1,00	713,00
24	345,00	1,93	-0,52	370,56

Tabella 26 -

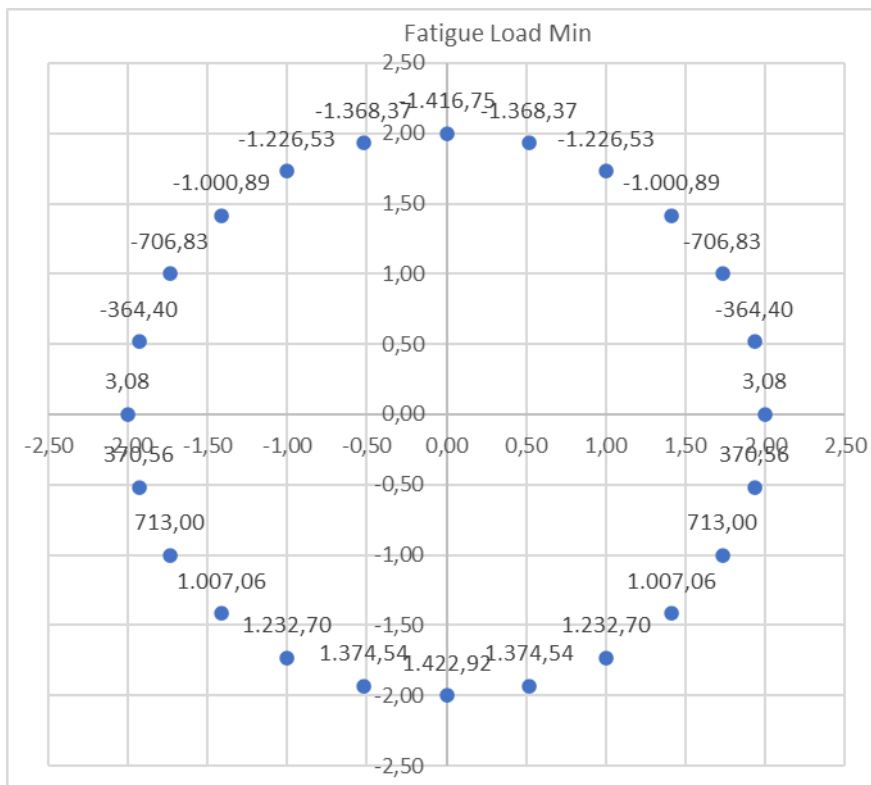


Figura 13 -

Per la condizione "Carichi a fatica massimi", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
732,50	78.192,00	2.941,50	212,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Carichi a fatica massimi				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	8,83
2	15,00	1,93	0,52	-834,40
3	30,00	1,73	1,00	-1.620,17
4	45,00	1,41	1,41	-2.294,92
5	60,00	1,00	1,73	-2.812,68
6	75,00	0,52	1,93	-3.138,15
7	90,00	0,00	2,00	-3.249,17
8	105,00	-0,52	1,93	-3.138,15
9	120,00	-1,00	1,73	-2.812,68
10	135,00	-1,41	1,41	-2.294,92
11	150,00	-1,73	1,00	-1.620,17
12	165,00	-1,93	0,52	-834,40
13	180,00	-2,00	0,00	8,83
14	195,00	-1,93	-0,52	852,07
15	210,00	-1,73	-1,00	1.637,83
16	225,00	-1,41	-1,41	2.312,59
17	240,00	-1,00	-1,73	2.830,34
18	255,00	-0,52	-1,93	3.155,82
19	270,00	0,00	-2,00	3.266,83
20	285,00	0,52	-1,93	3.155,82
21	300,00	1,00	-1,73	2.830,34
22	315,00	1,41	-1,41	2.312,59
23	330,00	1,73	-1,00	1.637,83
24	345,00	1,93	-0,52	852,07

Tabella 27 -

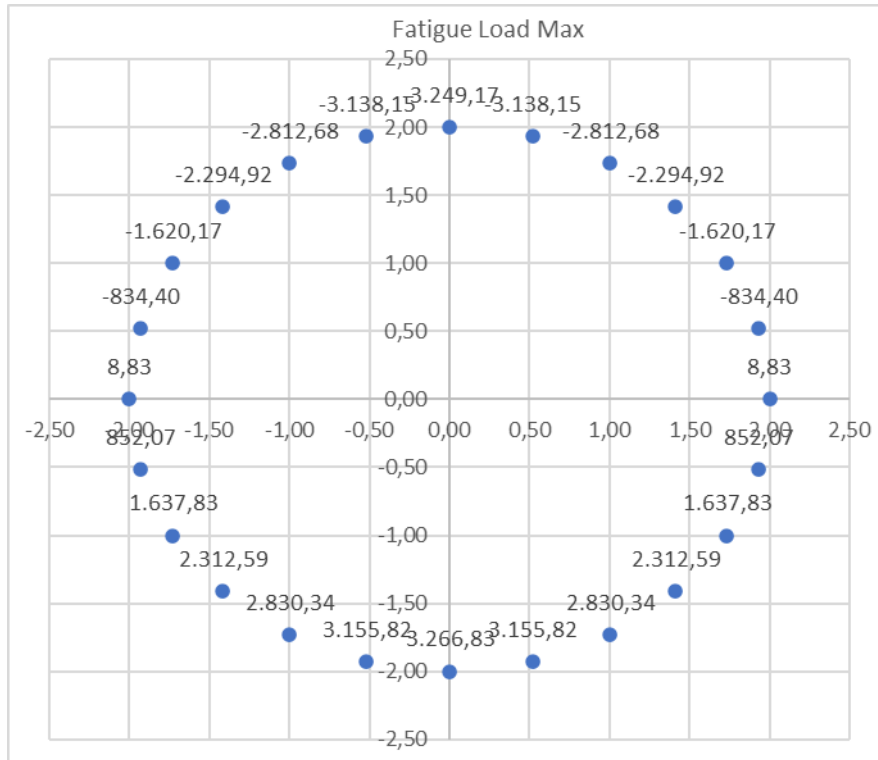


Figura 14 -

7. 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.

7.1 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 rigidezze 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.

7.2 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:

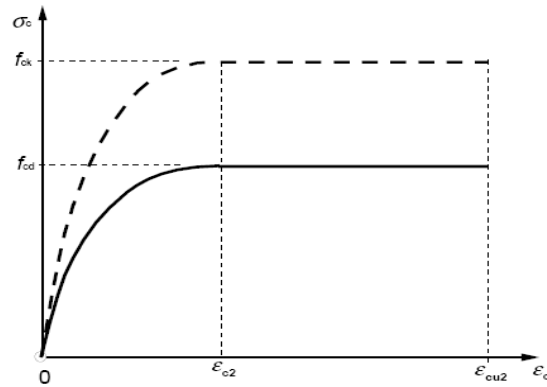


Figura 15 - Legame parabola rettangolo per il cls

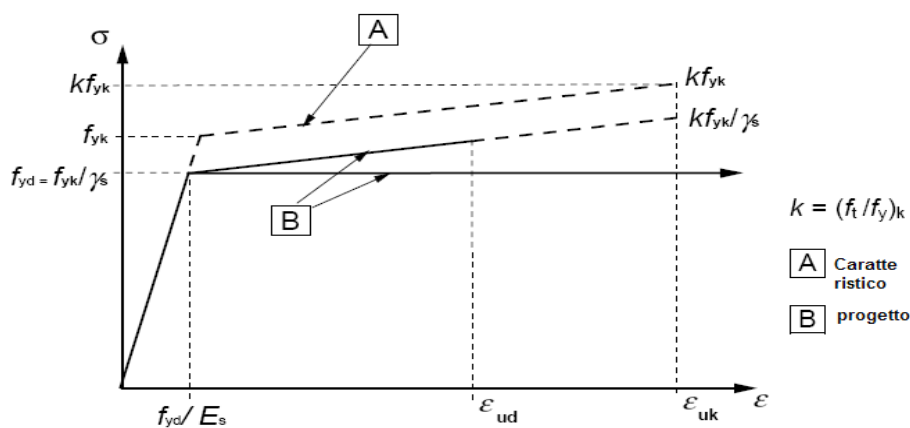


Figura 16 - Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

7.3 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.

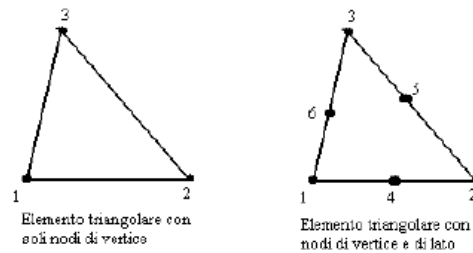


Figura 17 -

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} .

7.4 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.

7.5 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 rigidità 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.

8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI

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 polycarbossilati 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 polycarbossilati 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 f_{ck})
$\sigma_{C\ max\ SLE\ P}$	20,25	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck})
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 f_{ck})
$\sigma_{C\ max\ SLE\ P}$	22,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck})

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)
σ _{C max SLE R}	54,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x f _{ck})
σ _{C max SLE P}	40,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f _{ck})
Caratteristiche dell'acciaio			
f _{yk}	450,00	MPa	resistenza dell'acciaio caratteristica
f _{yd}	391,30	MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
σ _{S max SLE R}	360,00	MPa	tensione massima dell'acciaio per SLE rara (0,8 x f _{yk})
Δσ _{Rsk} (dritte)	162,50	MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte
Δσ _{Rsd} (dritte)	101,69	MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte a m=7

Tabella 28 - Caratteristiche dei materiali

8.1 DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCHORAGGIO

Le barre di armatura del calcestruzzo dovranno essere opportunamente anchorate 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}

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

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

in cui

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

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

$$\alpha_3 = 1,00 \quad (\text{nel caso di } K = 0)$$

$$\alpha_4 = 1,00 \quad (\text{nel caso di barre non saldate})$$

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

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

$$\phi = \text{diametro barra in mm}$$

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

$$\eta_1 = 0,70 \quad \text{considerando zona con condizioni di aderenza mediocre}$$

$\eta_2 = 1,00$ 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

Tabella 29 –

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	interfero 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		

Tabella 30 -

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

			l_{bd}	l_0	
			anchoring	overlap	
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

Tabella 31 -

Tali lunghezze sono state riportate anche negli elaborati strutturali.

9. VERIFICHE STRUTTURALI GLOBALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI SECONDO IL DM 17/01/2018

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.

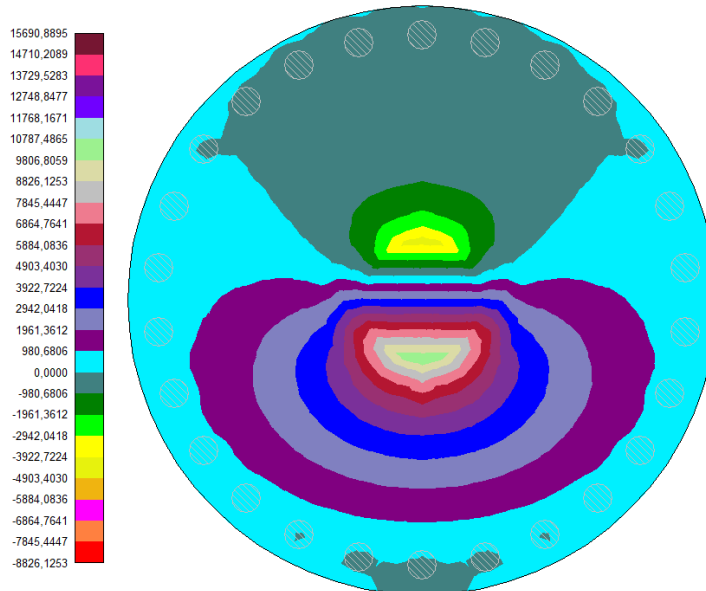
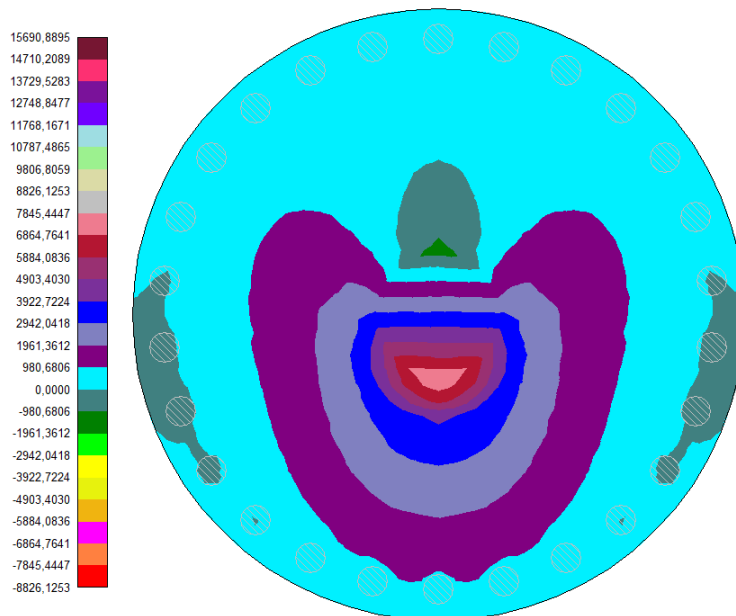
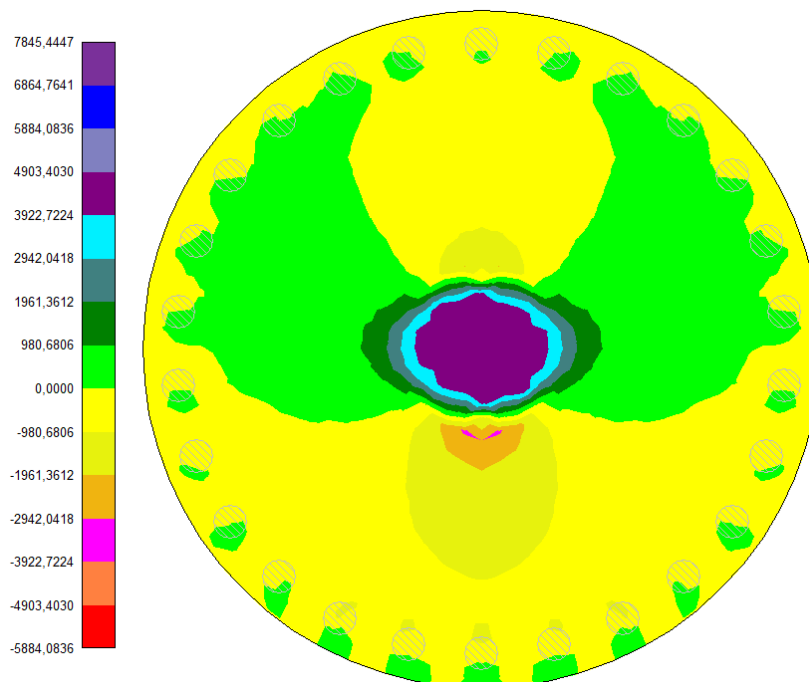


Figura 18 - Distribuzione del momento M_y (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 12

Figura 19 - Distribuzione del momento M_x (KN m) nella piastra di fondazioneFigura 20 -Distribuzione del taglio T_y (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.

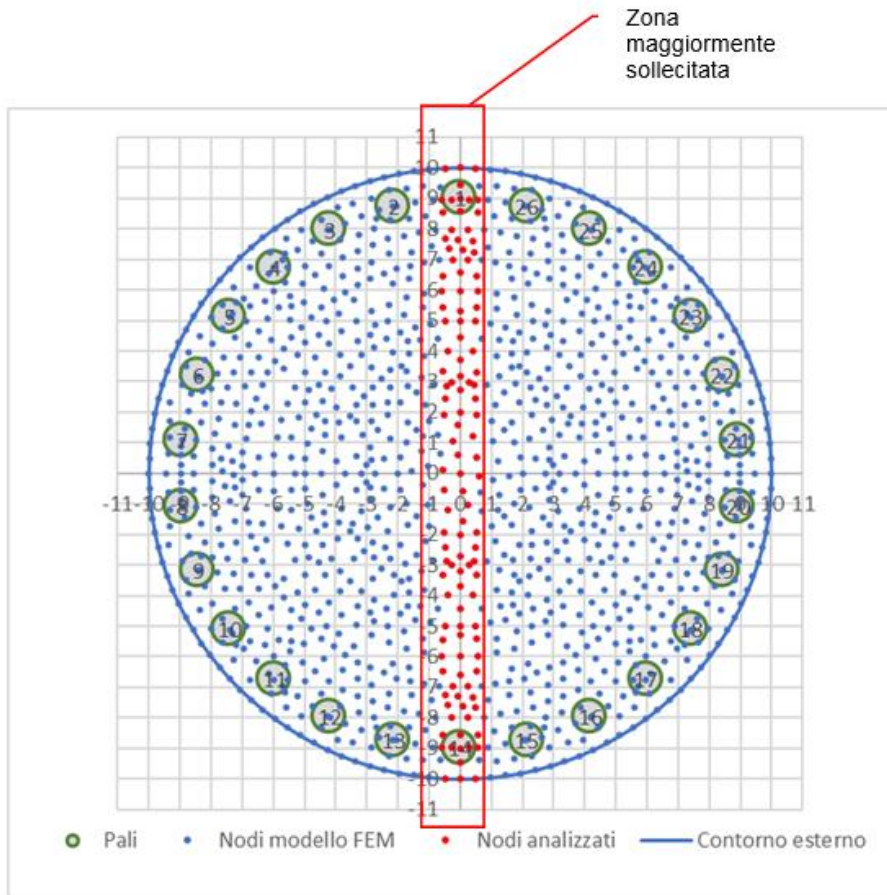


Figura 21

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 1,2 m a cavallo dell'asse Y.

9.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI

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

SLU – A1

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

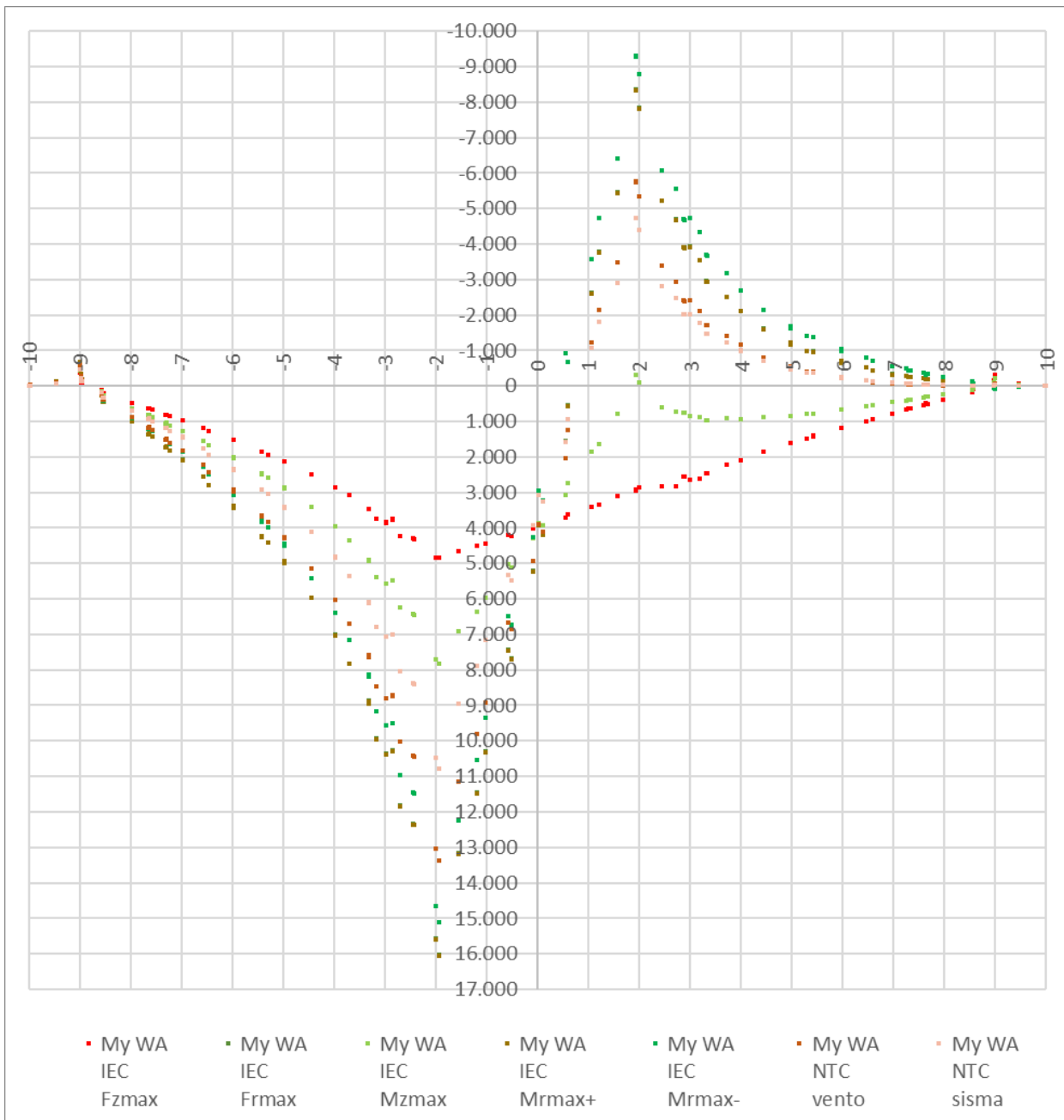


Figura 22

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

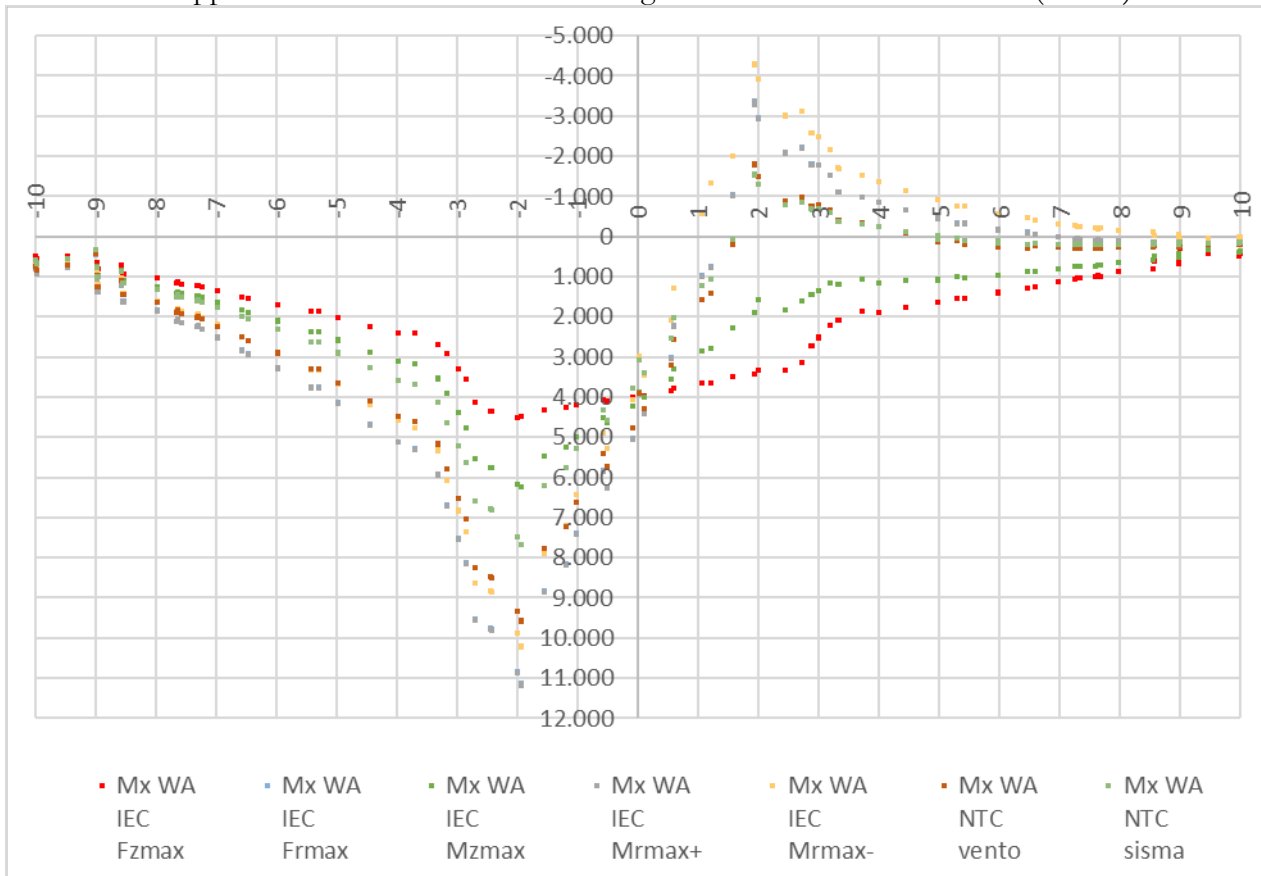


Figura 23

Involuppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

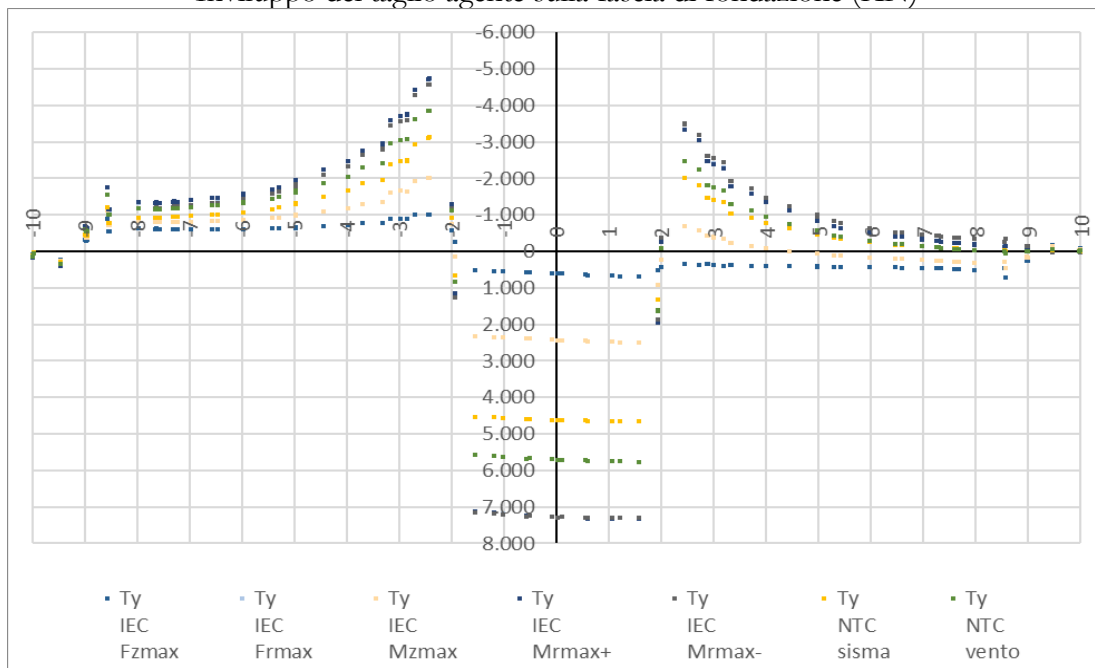


Figura 24

SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica

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

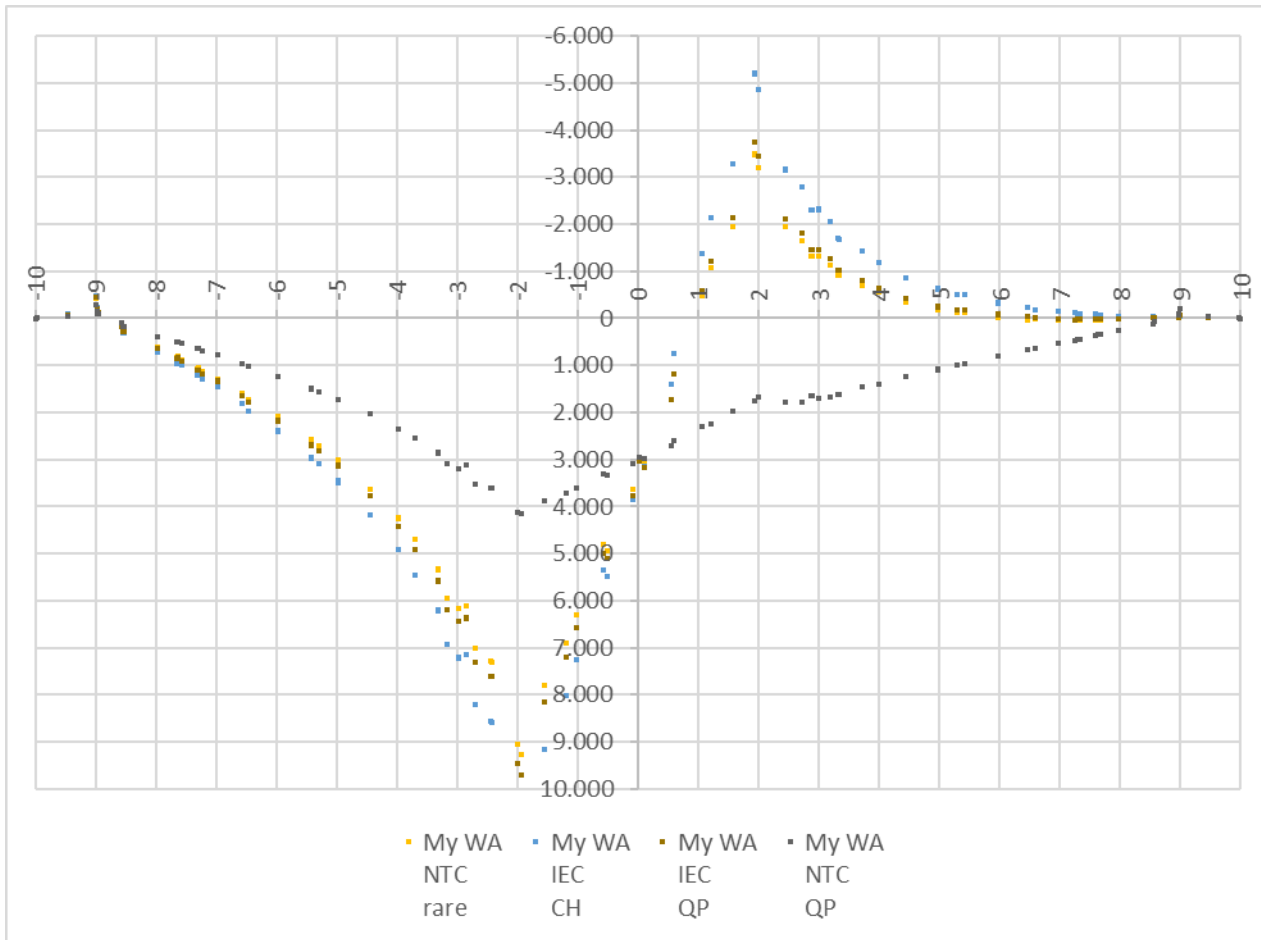


Figura 25

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

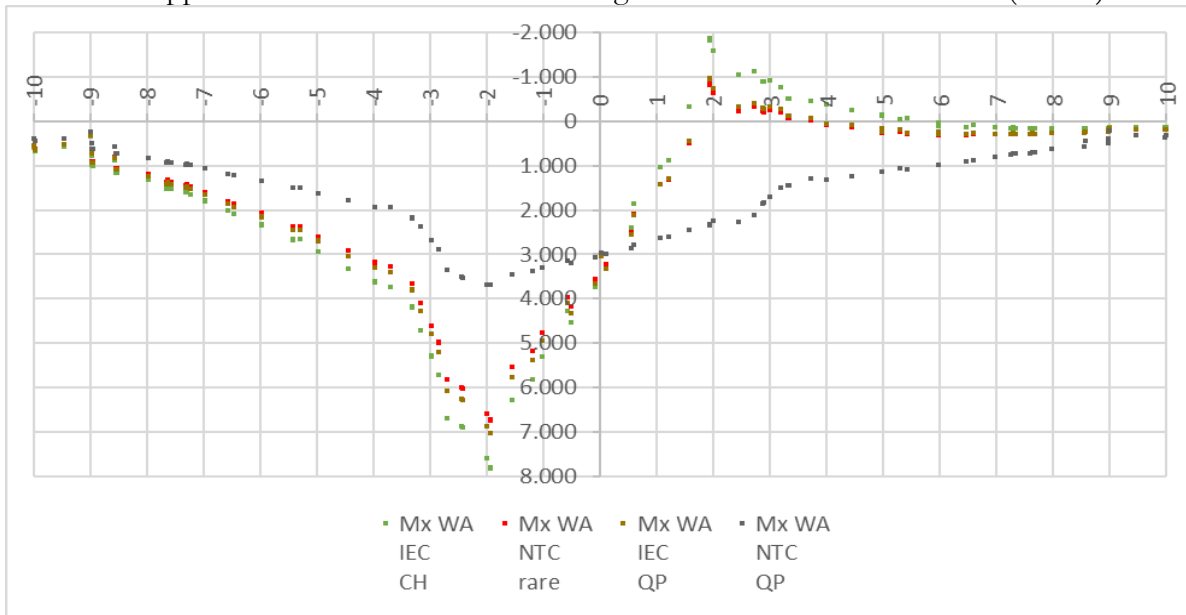


Figura 26

Carichi a fatica

Momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

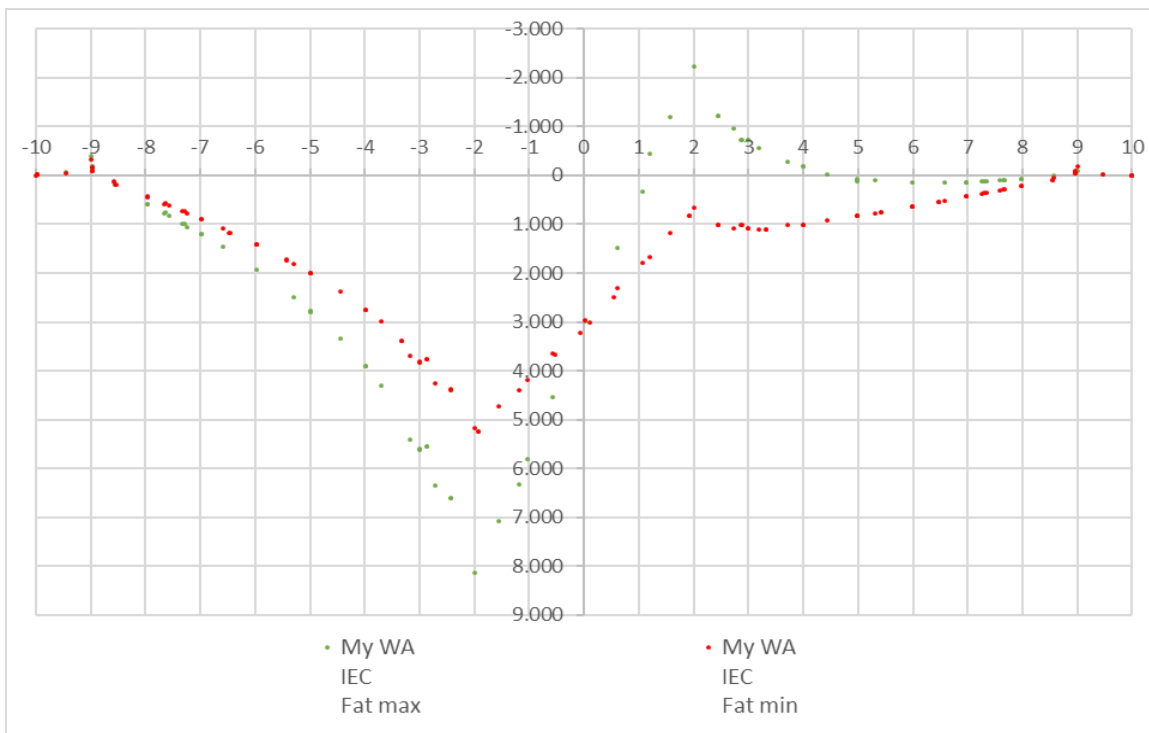


Figura 27

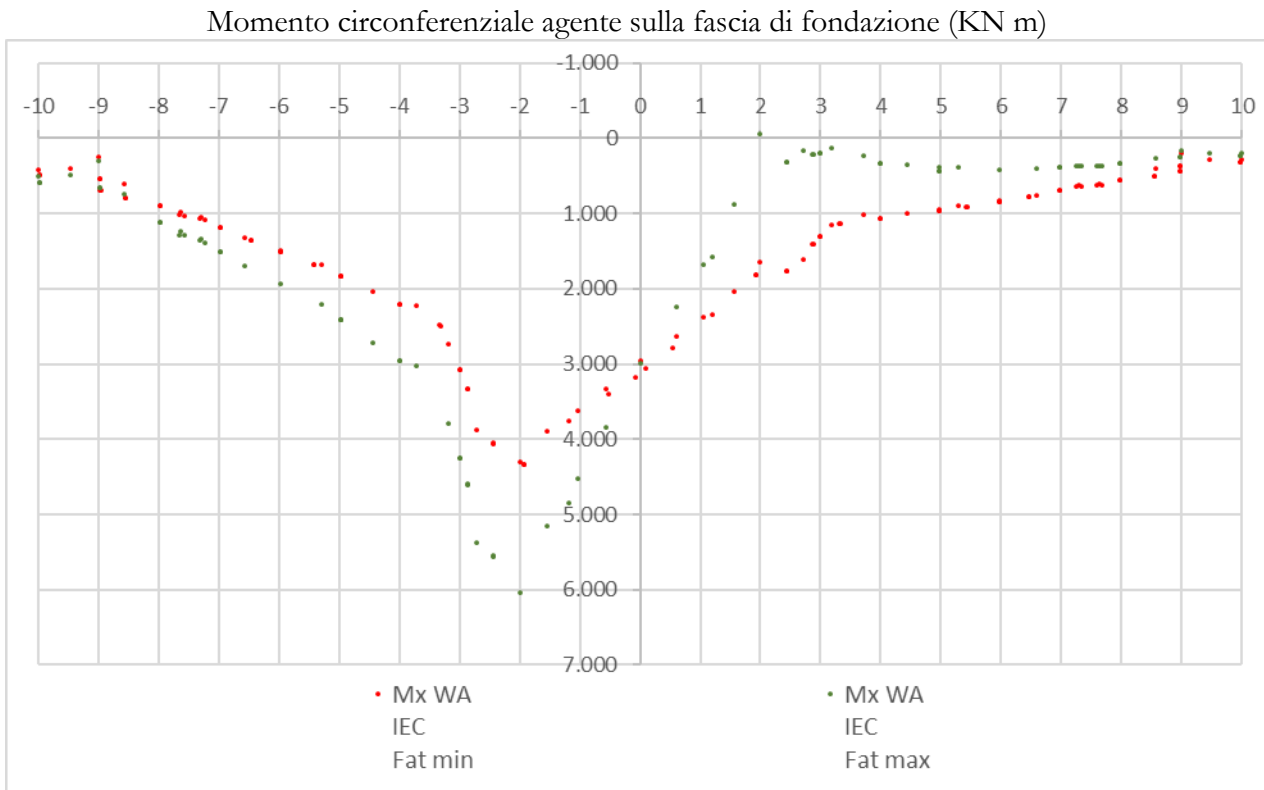


Figura 28

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.

9.2. 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 verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

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]
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1850	3560,00	2.428,26
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1900	3747,37	2.625,90
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1950	3955,56	2.845,47
-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	2000	4188,24	3.090,84
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	2050	4450,00	3.366,82
-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	2100	4746,67	3.679,54
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	2150	5085,71	4.036,86
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	4.449,05
-6,50	6,50	40,84	32	300	20	200	2200	7446,15	6.022,55
-6,00	6,00	37,70	32	300	20	200	2250	8066,67	6.675,26
-6,00	6,00	37,70	32	300	20	200	2250	8066,67	6.675,26
-5,50	5,50	34,56	32	300	20	200	2300	8800,00	7.446,47
-5,50	5,50	34,56	32	300	20	200	2300	8800,00	7.446,47
-5,00	5,00	31,42	32	300	20	200	2350	9680,00	8.371,75
-4,50	4,50	28,27	32	300	20	200	2400	10755,56	9.502,32
-4,50	4,50	28,27	32	300	32	100	2400	11377,78	10.047,01
-4,00	4,00	25,13	32	300	32	100	2450	12800,00	11.541,88
-3,50	3,50	21,99	32	300	32	100	2500	14628,57	13.463,86
-3,00	3,00	18,85	32	300	32	100	2550	17066,67	16.026,69
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	3150	12800,00	15.047,88
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	3150	15360,00	18.041,25
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	3150	19200,00	22.531,93

Tabella 32 -

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]
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1850	3560,00	-2.428,26
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1900	3747,37	-2.625,90
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1950	3955,56	-2.845,47
-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	2000	4188,24	-3.090,84
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	2050	4450,00	-3.366,82
-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	2100	4746,67	-3.679,54
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	2150	5085,71	-4.036,86
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	-4.449,05
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	-4.448,51
-6,00	6,00	37,70	32	200	20	200	2250	5933,33	-4.929,22
-6,00	6,00	37,70	32	200	20	200	2250	5933,33	-4.929,22
-5,50	5,50	34,56	32	200	20	200	2300	6472,73	-5.497,25
-5,50	5,50	34,56	32	200	20	200	2300	6472,73	-5.497,25
-5,00	5,00	31,42	32	200	20	200	2350	7120,00	-6.178,79
-4,50	4,50	28,27	32	200	20	200	2400	7911,11	-7.011,67
-4,50	4,50	28,27	32	300			2400	8533,33	-7.557,34
-4,00	4,00	25,13	32	300			2450	9600,00	-8.680,09

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
-3,50	3,50	21,99	32	300			2500	10971,43	-10.123,53
-3,00	3,00	18,85	32	300			2550	12800,00	-12.048,01
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	2550	12800,00	-12.047,63
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	2550	15360,00	-14.439,41
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	2550	19200,00	-18.027,82

Tabella 33 -

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

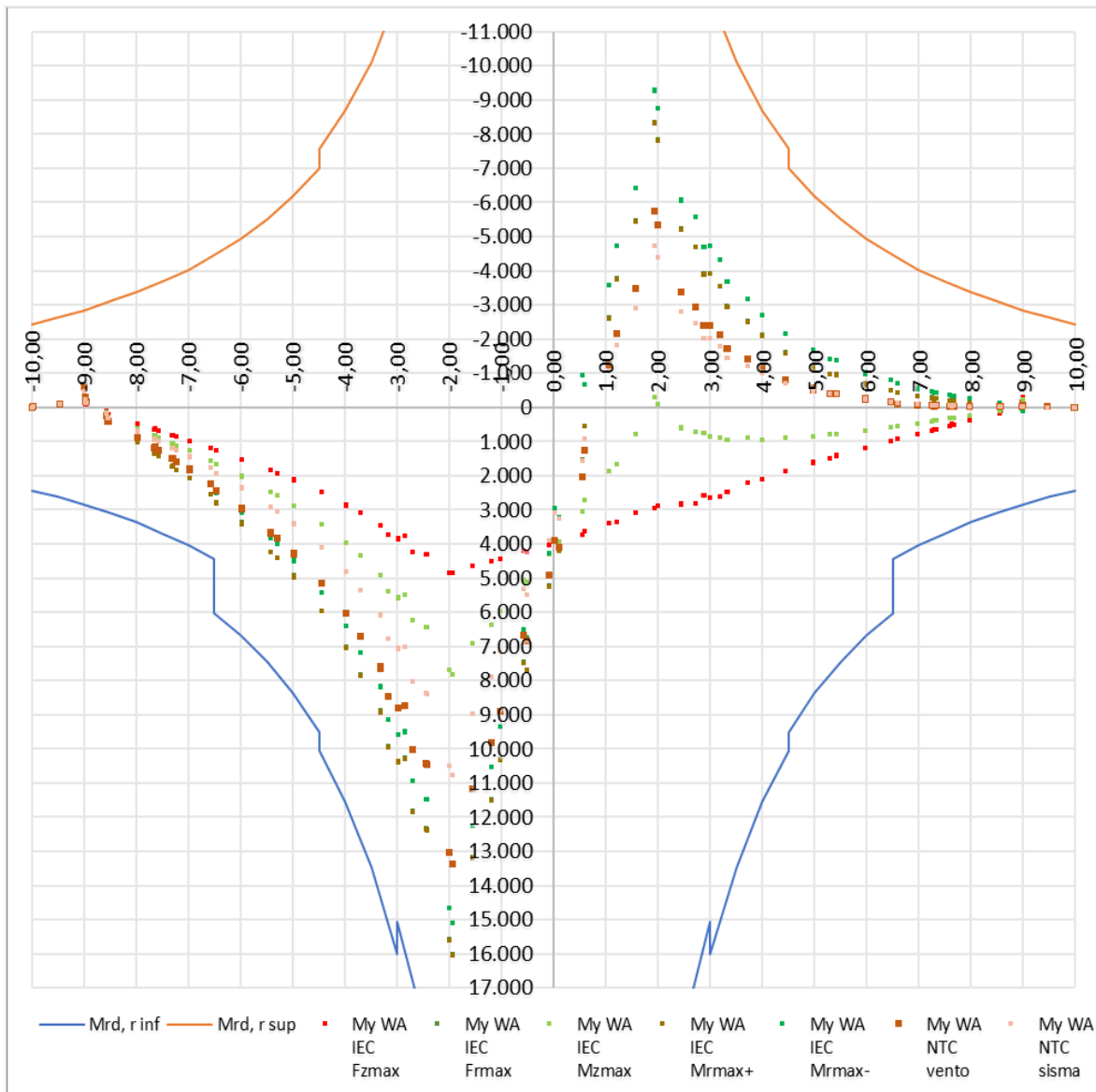


Figura 29

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 (+)	$\phi_{c, inf}$	$p_{c, inf}$	H (M_{inf})	$A_{f, inf}$	$M_{rd, r inf}$
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	26	150	1850	3539,53	2.414,24
-9,50	9,50	26	150	1900	3539,53	2.483,14
-9,00	9,00	26	150	1950	3539,53	2.552,04
-8,50	8,50	26	150	2000	3539,53	2.620,98
-8,50	8,50	26	120	2000	4424,41	3.261,70
-7,50	7,50	26	120	2100	4424,41	3.434,23
-7,00	7,00	26	120	2150	4424,41	3.520,51
-6,50	6,50	26	120	2200	4424,41	3.606,82
-6,50	6,50	26	90	2200	5899,21	4.787,40
-6,00	6,00	26	90	2250	5899,21	4.902,54
-6,00	6,00	26	90	2250	5899,21	4.902,54
-5,50	5,50	26	90	2300	5899,21	5.017,68
-5,50	5,50	26	90	2300	5899,21	5.017,68
-5,00	5,00	26	90	2350	5899,21	5.132,82
-4,50	4,50	26	90	2400	5899,21	5.247,97
-4,50	4,50	26	50	2400	10618,58	9.369,78
-4,00	4,00	26	50	2450	10618,58	9.577,86
-3,50	3,50	26	50	2500	10618,58	9.786,16
-3,00	3,00	26	50	2550	10618,58	9.994,67
-3,00	3,00	26	50	3150	10618,58	12.490,31
-2,50	2,50	26	50	3150	10618,58	12.490,31
-2,00	2,00	26	50	3150	10618,58	12.490,31

Tabella 34 -

Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, sup}$	$p_{c, sup}$	H (M_{sup})	$A_{f, sup}$	$M_{rd, r sup}$
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	26	200	1850	2654,65	-1.825,42
-9,50	9,50	26	200	1900	2654,65	-1.876,92
-9,00	9,00	26	200	1950	2654,65	-1.928,48
-8,50	8,50	26	200	2000	2654,65	-1.980,10
-8,50	8,50	26	150	2000	3539,53	-2.621,54
-7,50	7,50	26	150	2100	3539,53	-2.759,40
-7,00	7,00	26	150	2150	3539,53	-2.828,41
-6,50	6,50	26	150	2200	3539,53	-2.897,48
-6,50	6,50	26	130	2200	4084,07	-3.333,86
-6,00	6,00	26	130	2250	4084,07	-3.413,56
-6,00	6,00	26	130	2250	4084,07	-3.413,56
-5,50	5,50	26	130	2300	4084,07	-3.493,31

Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore						
-5,50	5,50	26	130	2300	4084,07	-3.493,31
-5,00	5,00	26	130	2350	4084,07	-3.573,14
-4,50	4,50	26	130	2400	4084,07	-3.652,73
-4,50	4,50	26	130	2400	4084,07	-3.652,32
-4,00	4,00	26	130	2450	4084,07	-3.731,89
-3,50	3,50	26	130	2500	4084,07	-3.811,44
-3,00	3,00	26	130	2550	4084,07	-3.890,98
-3,00	3,00	26	100	2550	5309,29	-5.039,64
-2,50	2,50	26	100	2550	5309,29	-5.039,64
-2,00	2,00	26	100	2550	5309,29	-5.039,64

Tabella 35 -

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

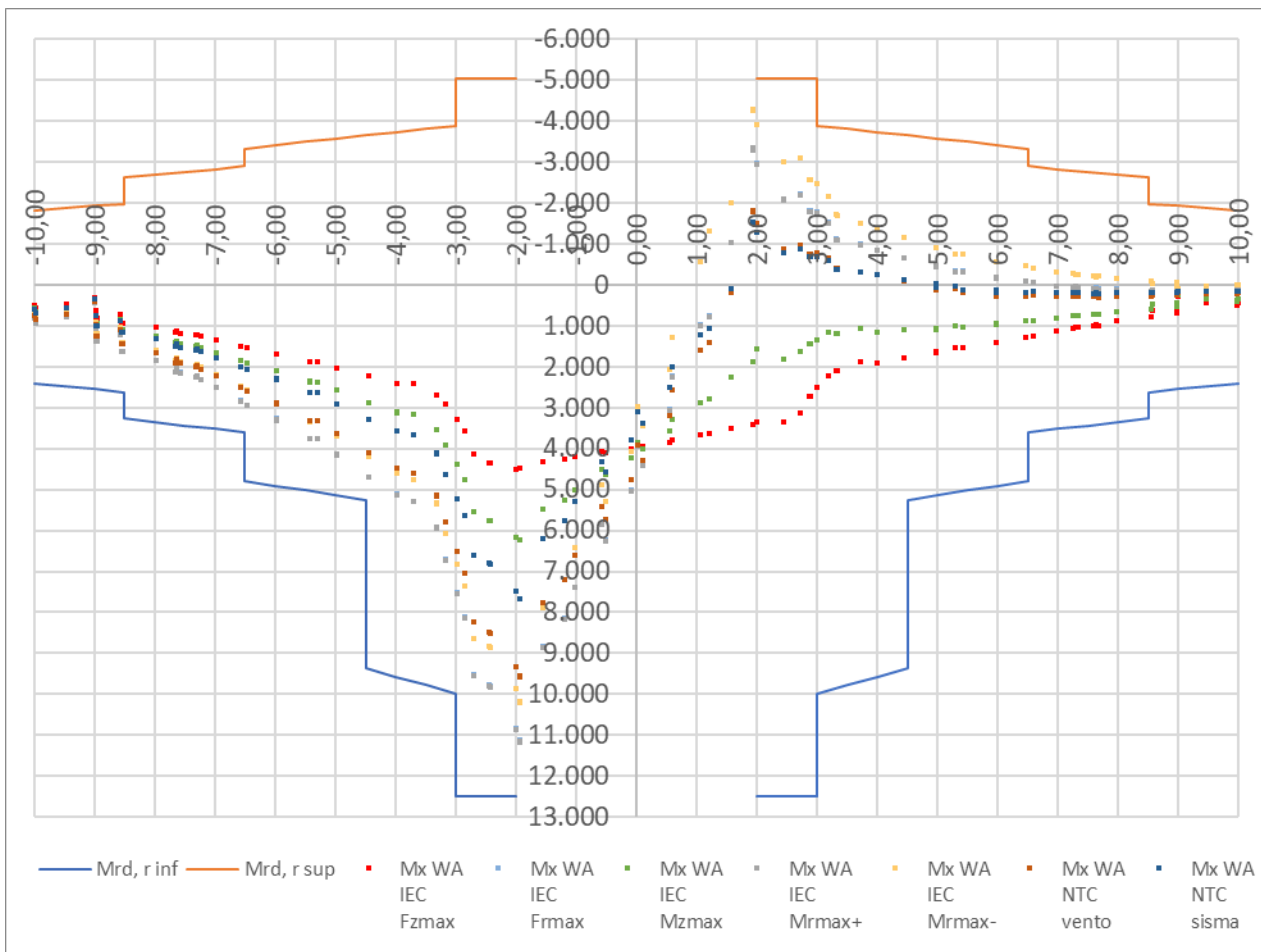


Figura 30

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

9.3. 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 (V_{Rd}) dell'elemento, con il valore di sforzo di taglio di progetto (V_{Ed}) 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 ($V_{Rd,c}$).

Se si verifica che sono necessarie armature a taglio, il valore dell'azione a taglio massima resistente (V_{Rd}), 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		
σ_{cw}	1	
f_{ywd}	360 MPa	
v_1	0,60	$0,6$ se $f_{ywd} < 80\% f_{yk}$ $0,6 [1-f_{ck}/250]$ se $f_{ywd} > 80\% f_{yk}$

Tabella 36 -

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 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]
-10,00	10,00	62,83	3560,00	1850	1770	1,34	0,002	0,363	-641,84
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1900	1820	1,33	0,002	0,361	-656,53
-9,00	9,00	56,55	3955,56	1950	1870	1,33	0,002	0,359	-671,18
-8,50	8,50	53,41	4188,24	2000	1920	1,32	0,002	0,357	-685,79
-8,00	8,00	50,27	4450,00	2050	1970	1,32	0,002	0,356	-700,36
-7,50	7,50	47,12	4746,67	2100	2020	1,31	0,002	0,354	-714,90
-7,00	7,00	43,98	5085,71	2150	2070	1,31	0,002	0,352	-729,40
-6,40	6,40	40,21	5476,92	2210	2130	1,31	0,003	0,351	-755,27
-5,80	5,80	36,44	5933,33	2270	2190	1,30	0,003	0,349	-787,64
-5,30	5,30	33,30	6472,73	2320	2240	1,30	0,003	0,348	-820,96
-4,80	4,80	30,16	7120,00	2370	2290	1,30	0,003	0,346	-857,86
-4,30	4,30	27,02	7911,11	2420	2340	1,29	0,003	0,345	-899,20

Taglio Ultimo Resistente radiale superiore senza specifiche armature									
-3,80	3,80	23,88	9600,00	2470	2390	1,29	0,004	0,344	-970,41
-3,30	3,30	20,73	10971,43	2520	2440	1,29	0,004	0,343	-1.026,30
-3,00	3,00	18,85	12800,00	2550	2470	1,28	0,005	0,342	-1.087,78
-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	-1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	-1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	-1.406,60

Tabella 37 -

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]
-10,00	10,00	62,83	3560,00	1850	1770	1,34	0,002	0,363	641,84
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1900	1820	1,33	0,002	0,361	656,53
-9,00	9,00	56,55	3955,56	1950	1870	1,33	0,002	0,359	671,18
-8,50	8,50	53,41	4188,24	2000	1920	1,32	0,002	0,357	685,79
-8,00	8,00	50,27	4450,00	2050	1970	1,32	0,002	0,356	700,36
-7,50	7,50	47,12	4746,67	2100	2020	1,31	0,002	0,354	714,90
-7,00	7,00	43,98	5085,71	2150	2070	1,31	0,002	0,352	729,40
-6,40	6,40	40,21	7446,15	2210	2130	1,31	0,003	0,351	836,70
-5,80	5,80	36,44	8066,67	2270	2190	1,30	0,004	0,349	872,55
-5,30	5,30	33,30	8800,00	2320	2240	1,30	0,004	0,348	909,47
-4,80	4,80	30,16	9680,00	2370	2290	1,30	0,004	0,346	950,34
-4,30	4,30	27,02	10755,56	2420	2340	1,29	0,005	0,345	996,14
-3,80	3,80	23,88	12800,00	2470	2390	1,29	0,005	0,344	1.068,07
-3,30	3,30	20,73	14628,57	2520	2440	1,29	0,006	0,343	1.129,59
-3,00	3,00	18,85	17066,67	2550	2470	1,28	0,007	0,342	1.197,25
-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	1.406,60

Tabella 38 -

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	ρ_r	ϕ_{st}	$p_{st,r}$	$n_{st,r}$	$A_{st,r}$	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]
-10,00	10,00	62,83	1850	1770	0,002	20	500	144	720,00	21,8	2.064,56	4.202,17	-2.064,56
-9,50	9,50	59,69	1900	1820	0,002	20	500	144	757,89	21,8	2.234,61	4.320,88	-2.234,61
-9,00	9,00	56,55	1950	1870	0,002	20	500	156	866,67	21,8	2.625,52	4.439,58	-2.625,52
-8,50	8,50	53,41	2000	1920	0,002	20	500	144	847,06	21,8	2.634,88	4.558,11	-2.634,88
-8,00	8,00	50,27	2050	1970	0,002	20	500	128	800,00	21,8	2.553,30	4.676,81	-2.553,30
-7,50	7,50	47,12	2100	2020	0,002	20	500	116	773,33	21,8	2.530,70	4.795,70	-2.530,70
-7,00	7,00	43,98	2150	2070	0,002	20	600	116	828,57	21,8	2.315,48	4.914,41	-2.315,48
-6,40	6,40	40,21	2210	2130	0,003	20	600	108	843,75	21,8	2.426,24	5.056,85	-2.426,24
-5,80	5,80	36,44	2270	2190	0,003	20	600	108	931,03	21,8	2.752,65	5.199,30	-2.752,65
-5,30	5,30	33,30	2320	2240	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.285,75	5.318,90	-3.285,75
-4,80	4,80	30,16	2370	2290	0,003	20	500	88	916,67	21,8	3.400,89	5.436,49	-3.400,89
-4,30	4,30	27,02	2420	2340	0,003	20	500	88	1023,26	21,8	3.879,23	5.555,20	-3.879,23
-3,80	3,80	23,88	2470	2390	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	4.075,87	5.673,90	-4.075,87
-3,30	3,30	20,73	2520	2440	0,004	20	500	80	1212,12	21,8	4.791,61	5.792,60	-4.791,61
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,005	26	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	-7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	-9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	-9.844,44

-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	-10.344,67
-------	------	-------	------	------	-------	----	-----	-----	---------	------	-----------	-----------	------------

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	ρ_r	ϕ_{st}	$p_{st,r}$	$n_{st,r}$	$A_{st,r}$	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]
-10,00	10,00	62,83	1850	1770	0,002	20	500	144	720,00	21,8	2.064,56	4.202,17	2.064,56
-9,50	9,50	59,69	1900	1820	0,002	20	500	144	757,89	21,8	2.234,61	4.320,88	2.234,61
-9,00	9,00	56,55	1950	1870	0,002	20	500	156	866,67	21,8	2.625,52	4.439,58	2.625,52
-8,50	8,50	53,41	2000	1920	0,002	20	500	144	847,06	21,8	2.634,88	4.558,11	2.634,88
-8,00	8,00	50,27	2050	1970	0,002	20	500	128	800,00	21,8	2.553,30	4.676,81	2.553,30
-7,50	7,50	47,12	2100	2020	0,002	20	500	116	773,33	21,8	2.530,70	4.795,70	2.530,70
-7,00	7,00	43,98	2150	2070	0,002	20	600	116	828,57	21,8	2.315,48	4.914,41	2.315,48
-6,40	6,40	40,21	2210	2130	0,003	20	600	106	843,75	21,8	2.426,24	5.056,85	2.426,24
-5,80	5,80	36,44	2270	2190	0,004	20	600	98	931,03	21,8	2.752,65	5.199,30	2.752,65
-5,30	5,30	33,30	2320	2240	0,004	20	500	96	905,66	21,8	3.285,75	5.318,90	3.285,75
-4,80	4,80	30,16	2370	2290	0,004	20	500	88	916,67	21,8	3.400,89	5.436,49	3.400,89
-4,30	4,30	27,02	2420	2340	0,005	20	500	88	1023,26	21,8	3.879,23	5.555,20	3.879,23
-3,80	3,80	23,88	2470	2390	0,005	20	500	80	1052,63	21,8	4.075,87	5.673,90	4.075,87
-3,30	3,30	20,73	2520	2440	0,006	20	500	80	1212,12	21,8	4.791,61	5.792,60	4.791,61
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,007	20	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	9.844,44
-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	10.344,67

Tabella 39 -

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

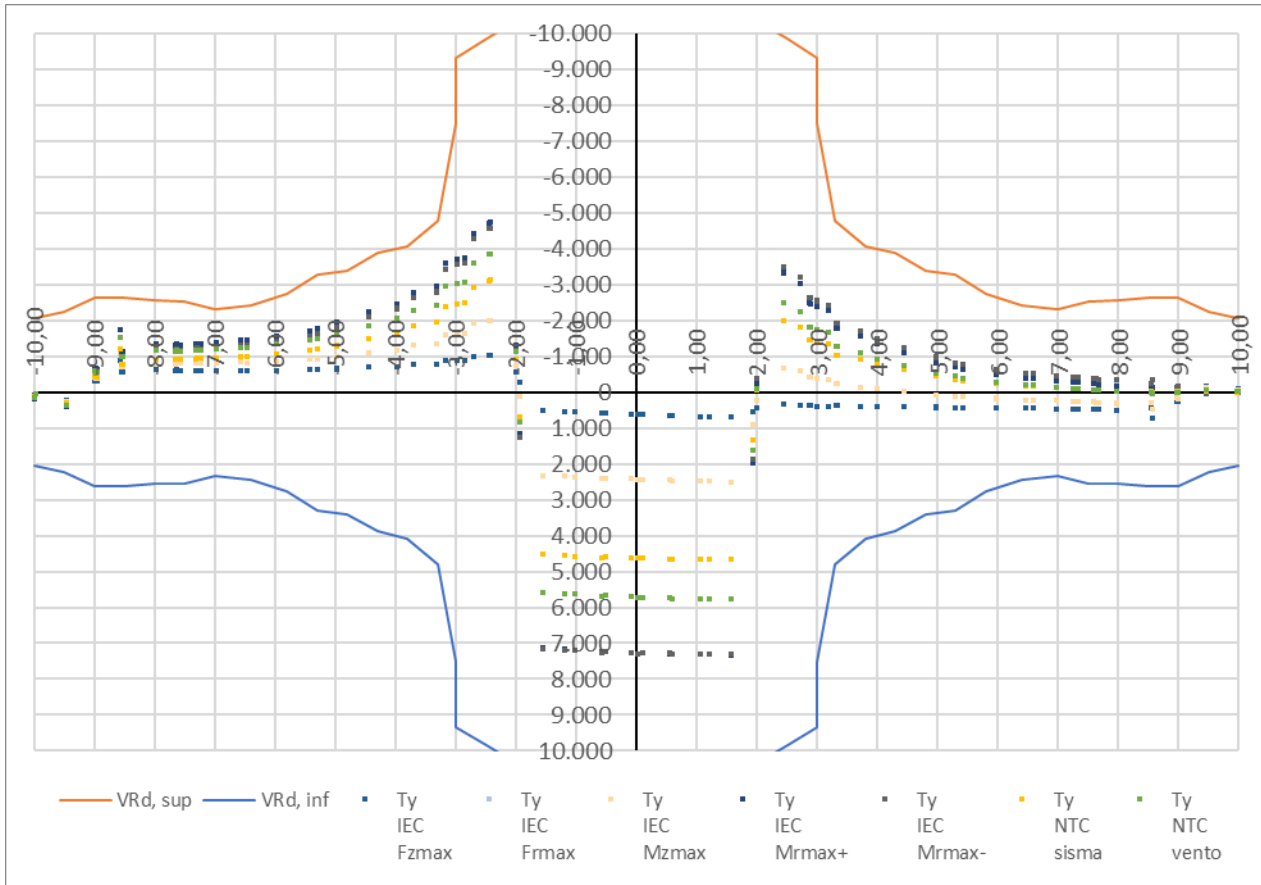


Figura 31

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

9.4. 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 in esame.

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:

$$\sigma_{S\ SLE\ R} \leq 360,00\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{C\ SLE\ R} \leq 27,00\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{C\ SLE\ QP} \leq 20,25\ \text{MPa}$$

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

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]	
10,00	10,00	1850	3560,00	3560,00	0,00	350,3 5	1,26E+1 1	0,00	0,00	VERIFICA
9,50	-9,50	1900	3747,37	3747,37	0,00	363,2 2	1,40E+1 1	0,00	0,00	VERIFICA
9,00	-9,00	1950	3955,56	3955,56	0,00	376,7 9	1,55E+1 1	0,00	0,00	VERIFICA
8,50	-8,50	2000	4188,24	4188,24	296,35	391,1 5	1,73E+1 1	0,67	39,31	VERIFICA
8,00	-8,00	2050	4450,00	4450,00	647,55	406,4 0	1,93E+1 1	1,37	78,82	VERIFICA
7,50	-7,50	2100	4746,67	4746,67	1005,30	422,6 8	2,15E+1 1	1,97	111,93	VERIFICA
7,00	-7,00	2150	5085,71	5085,71	1465,25	440,1 4	2,41E+1 1	2,68	148,66	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	5476,92	5476,92	1967,24	458,9 7	2,71E+1 1	3,34	181,07	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	7446,15	5476,92	1967,24	530,2 4	3,49E+1 1	2,99	134,56	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	2401,72	553,8 6	3,93E+1 1	3,39	148,28	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	2401,72	553,8 6	3,93E+1 1	3,39	148,28	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	3100,78	579,6 7	4,44E+1 1	4,05	171,70	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	3100,76	579,6 7	4,44E+1 1	4,05	171,70	VERIFICA
5,00	-5,00	2350	9680,00	7120,00	3486,02	608,1 2	5,06E+1 1	4,19	171,82	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	10755,56	7911,11	4180,47	639,7 7	5,80E+1 1	4,61	181,68	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori										
4,50	-4,50	2400	11377,78	8533,33	4180,47	650,8 5	6,09E+1 1	4,47	171,84	VERIFICA
4,00	-4,00	2450	12800,00	9600,00	4918,12	686,7 5	7,05E+1 1	4,79	176,14	VERIFICA
3,50	-3,50	2500	14628,57	10971,43	6233,80	727,6 8	8,26E+1 1	5,49	191,60	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,67	12800,00	7218,96	775,1 4	9,83E+1 1	5,69	186,63	VERIFICA
3,00	-3,00	3150	12800,00	12800,00	7218,96	780,9 3	1,26E+1 2	4,48	196,86	VERIFICA
2,50	-2,50	3150	15360,00	15360,00	8583,27	829,1 1	1,48E+1 2	4,82	195,44	VERIFICA
2,00	-2,00	3150	19200,00	19200,00	9710,80	888,9 8	1,79E+1 2	4,82	177,22	VERIFICA

Tabella 40 -

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori										
y (-)	y (+)	H(M _{sup})	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]	
10,00	-10,00	1850	3560,00	3560,00	-10,95	350,35	1,26E+11	0,03	1,85	VERIFICA
9,50	-9,50	1900	3747,37	3747,37	-49,64	363,22	1,40E+11	0,13	7,76	VERIFICA
9,00	-9,00	1950	3955,56	3955,56	-478,82	376,79	1,55E+11	1,16	69,03	VERIFICA
8,50	-8,50	2000	4188,24	4188,24	-9,24	391,15	1,73E+11	0,02	1,23	VERIFICA
8,00	-8,00	2050	4450,00	4450,00	-52,30	406,40	1,93E+11	0,11	6,37	VERIFICA
7,50	-7,50	2100	4746,67	4746,67	-80,09	422,68	2,15E+11	0,16	8,92	VERIFICA
7,00	-7,00	2150	5085,71	5085,71	-139,20	440,14	2,41E+11	0,25	14,12	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	5476,92	5476,92	-239,27	458,97	2,71E+11	0,41	22,02	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	7446,15	5476,92	-239,27	441,59	2,75E+11	0,38	21,93	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	-304,16	460,61	3,10E+11	0,45	25,14	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	-304,16	460,61	3,10E+11	0,45	25,14	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	-496,07	481,32	3,52E+11	0,68	36,76	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	-496,07	481,32	3,52E+11	0,68	36,76	VERIFICA
5,00	-5,00	2350	9680,00	7120,00	-645,08	504,05	4,02E+11	0,81	42,52	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	10755,56	7911,11	-869,46	529,21	4,63E+11	0,99	50,50	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	11377,78	8533,33	-869,46	544,20	4,94E+11	0,96	46,87	VERIFICA
4,00	-4,00	2450	12800,00	9600,00	-1182,62	572,94	5,74E+11	1,18	55,50	VERIFICA
3,50	-3,50	2500	14628,57	10971,43	-1690,27	605,49	6,76E+11	1,51	68,01	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,67	12800,00	-2313,11	642,94	8,11E+11	1,83	78,20	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	12800,00	12800,00	-2313,11	780,93	1,26E+12	1,43	46,54	VERIFICA
2,50	-2,50	2550	15360,00	15360,00	-3158,03	829,11	1,48E+12	1,77	52,65	VERIFICA
2,00	-2,00	2550	19200,00	19200,00	-5207,85	888,98	1,79E+12	2,58	68,90	VERIFICA

Tabella 41 -

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]
-						357,5	1,24E+1			
10,00	10,00	1850	3539,53	2654,65	637,23	9	1	1,83	108,68	VERIFICA
-9,50	9,50	1900	3539,53	2654,65	530,69	363,4	1,32E+1	1,46	87,94	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori										
-9,00	9,00	1950	3539,53	2654,65	996,37	369,23	1,40E+11	2,63	160,57	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	3539,53	2654,65	1161,41	374,93	1,48E+11	2,95	182,14	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	4424,41	3539,53	1161,41	407,43	1,80E+11	2,63	146,33	VERIFICA
-7,50	7,50	2100	4424,41	3539,53	1643,91	419,88	2,01E+11	3,44	196,57	VERIFICA
-7,00	7,00	2150	4424,41	3539,53	1787,33	426,00	2,11E+11	3,60	208,40	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	4424,41	3539,53	2089,19	432,05	2,23E+11	4,06	237,68	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	5899,21	4084,07	2089,19	488,54	2,85E+11	3,59	179,63	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	2344,53	495,44	2,99E+11	3,88	196,80	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	2344,53	495,44	2,99E+11	3,88	196,80	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	2670,28	502,26	3,14E+11	4,27	218,94	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	2670,28	502,26	3,14E+11	4,27	218,94	VERIFICA
-5,00	5,00	2350	5899,21	4084,07	2937,55	509,01	3,30E+11	4,54	235,39	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	5899,21	4084,07	3315,68	515,69	3,45E+11	4,95	259,79	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	10618,58	4084,07	3315,68	672,48	5,55E+11	4,02	147,58	VERIFICA
-4,00	4,00	2450	10618,58	4084,07	3620,29	681,36	5,82E+11	4,24	157,62	VERIFICA
-3,50	3,50	2500	10618,58	4084,07	4193,75	690,15	6,09E+11	4,75	178,68	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	4084,07	5291,29	698,85	6,37E+11	5,81	220,72	VERIFICA
-3,00	3,00	3150	10618,58	5309,29	5291,29	784,70	1,03E+11	4,02	175,68	VERIFICA
-2,50	2,50	3150	10618,58	5309,29	6905,60	784,70	1,03E+11	5,25	229,28	VERIFICA
-2,00	2,00	3150	10618,58	5309,29	7814,05	784,70	1,03E+11	5,94	259,44	VERIFICA

Tabella 42 -

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}	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]	[MPa]
-10,00	10,00	1850	3539,53	2654,65	0,00	304,69	9,76E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-9,50	9,50	1900	3539,53	2654,65	0,00	309,67	1,04E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-9,00	9,00	1950	3539,53	2654,65	0,00	314,58	1,10E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	3539,53	2654,65	0,00	319,44	1,16E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	4424,41	3539,53	0,00	358,84	1,50E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-7,50	7,50	2100	4424,41	3539,53	0,00	369,81	1,67E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-7,00	7,00	2150	4424,41	3539,53	0,00	375,21	1,76E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	4424,41	3539,53	0,00	380,54	1,85E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	5899,21	4084,07	0,00	394,61	2,12E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	0,00	400,21	2,22E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	0,00	400,21	2,22E+11	0,00	0,00	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori										
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	-63,33	405,75	2,33E+11	0,11	7,39	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	-63,33	405,75	2,33E+11	0,11	7,39	VERIFICA
-5,00	5,00	2350	5899,21	4084,07	-125,73	411,24	2,45E+11	0,21	14,33	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	5899,21	4084,07	-249,47	416,67	2,56E+11	0,41	27,81	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	10618,58	4084,07	-249,47	378,10	2,63E+11	0,36	27,61	VERIFICA
-4,00	4,00	2450	10618,58	4084,07	-376,74	383,20	2,75E+11	0,52	40,80	VERIFICA
-3,50	3,50	2500	10618,58	4084,07	-645,52	388,25	2,88E+11	0,87	68,42	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	4084,07	-914,30	393,26	3,00E+11	1,20	94,90	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	5309,29	-914,30	451,00	3,77E+11	1,09	73,42	VERIFICA
-2,50	2,50	2550	10618,58	5309,29	-1375,17	451,00	3,77E+11	1,64	110,43	VERIFICA
-2,00	2,00	2550	10618,58	5309,29	-1836,04	451,00	3,77E+11	2,20	147,44	VERIFICA

Tabella 43 -

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.

9.5. 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 di:

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

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 $\Delta\sigma_{Rsk} = 162,5$ 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 $\Delta\sigma_{Rsd}$ nel caso di barre piegate va ridotto a mezzo del fattore $\alpha = 0,35 + 0,26 D/\phi$, in cui D è il diametro del mandrino e ϕ è il diametro 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:

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

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

L'escursione massima di tensione consentita nelle barre è quindi pari a:

$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,70 MPa	(Per barre dritte a m=7)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate D=7 ϕ)	54,10 MPa	(per barre con $\phi > 16$ piegate con D=7 ϕ)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate f32 D=250)	56,25 MPa	(per barre $\phi=32$ piegate con D=250mm)

Tabella 44 -

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento radiale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M _{inf})	H(M _{sup})	A _{f,inf}	A _{f,sup}	M _{fat min}	M _{fat max}	x _{inf}	J _{inf}	x _{sup}	J _{sup}
[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]
10,00	1850	1850	3560,00	3560,00	0,00	2,45	350,35	1,26E+11	350,35	1,26E+11
9,50	1900	1900	3747,37	3747,37	-31,79	0,00	363,22	1,40E+11	363,22	1,40E+11
9,00	1950	1950	3955,56	3955,56	-185,65	-55,83	376,79	1,55E+11	376,79	1,55E+11
8,50	2000	2000	4188,24	4188,24	50,88	91,53	391,15	1,73E+11	391,15	1,73E+11
8,00	2050	2050	4450,00	4450,00	75,01	215,78	406,40	1,93E+11	406,40	1,93E+11
7,50	2100	2100	4746,67	4746,67	91,22	297,68	422,68	2,15E+11	422,68	2,15E+11
7,00	2150	2150	5085,71	5085,71	137,06	425,51	440,14	2,41E+11	440,14	2,41E+11
6,50	2200	2200	5476,92	5476,92	143,79	535,25	458,97	2,71E+11	458,97	2,71E+11
6,50	2200	2200	7446,15	5476,92	143,79	535,25	530,24	3,49E+11	441,59	2,75E+11
6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	142,95	637,09	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	142,95	637,09	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	102,58	767,56	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	102,58	767,56	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
5,00	2350	2350	9680,00	7120,00	107,96	831,24	608,12	5,06E+11	504,05	4,02E+11
4,50	2400	2400	10755,56	7911,11	-23,89	911,43	639,77	5,80E+11	529,21	4,63E+11
4,50	2400	2400	11377,78	8533,33	-23,89	911,43	650,85	6,09E+11	544,20	4,94E+11
4,00	2450	2450	12800,00	9600,00	-182,82	1005,86	686,75	7,05E+11	572,94	5,74E+11
3,50	2500	2500	14628,57	10971,43	-449,63	1100,33	727,68	8,26E+11	605,49	6,76E+11
3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	-716,44	1093,78	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
3,00	3150	2550	12800,00	12800,00	-716,44	1093,78	780,93	1,26E+12	677,44	7,89E+11
2,50	3150	2550	15360,00	15360,00	-1225,95	1009,36	829,11	1,48E+12	717,07	9,24E+11
2,00	3150	2550	19200,00	19200,00	-2240,71	660,18	888,98	1,79E+12	765,86	1,12E+12
-10,00	1850	1850	3560,00	3560,00	-12,06	0,00	350,35	1,26E+11	350,35	1,26E+11
-9,50	1900	1900	3747,37	3747,37	-54,96	-54,96	363,22	1,40E+11	363,22	1,40E+11
-9,00	1950	1950	3955,56	3955,56	-316,68	-90,89	376,79	1,55E+11	376,79	1,55E+11
-8,50	2000	2000	4188,24	4188,24	110,71	197,38	391,15	1,73E+11	391,15	1,73E+11
-8,00	2050	2050	4450,00	4450,00	436,39	581,14	406,40	1,93E+11	406,40	1,93E+11
-7,50	2100	2100	4746,67	4746,67	583,27	821,44	422,68	2,15E+11	422,68	2,15E+11
-7,00	2150	2150	5085,71	5085,71	889,85	1194,70	440,14	2,41E+11	440,14	2,41E+11
-6,50	2200	2200	5476,92	5476,92	1175,42	1466,00	458,97	2,71E+11	458,97	2,71E+11
-6,50	2200	2200	7446,15	5476,92	1175,42	1466,00	530,24	3,49E+11	441,59	2,75E+11
-6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	1417,80	1920,34	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
-6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	1417,80	1920,34	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
-5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	1734,11	2493,74	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
-5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	1734,11	2493,74	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
-5,00	2350	2350	9680,00	7120,00	2001,16	2789,51	608,12	5,06E+11	504,05	4,02E+11
-4,50	2400	2400	10755,56	7911,11	2371,34	3329,75	639,77	5,80E+11	529,21	4,63E+11
-4,50	2400	2400	11377,78	8533,33	2371,34	3329,75	650,85	6,09E+11	544,20	4,94E+11
-4,00	2450	2450	12800,00	9600,00	2752,66	3899,79	686,75	7,05E+11	572,94	5,74E+11
-3,50	2500	2500	14628,57	10971,43	2997,60	4740,00	727,68	8,26E+11	605,49	6,76E+11
-3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	3761,65	5618,26	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
-3,00	3150	3150	12800,00	12800,00	3761,65	5618,26	780,93	1,26E+12	780,93	1,26E+12
-2,50	3150	3150	15360,00	15360,00	4392,45	6611,50	829,11	1,48E+12	829,11	1,48E+12
-2,00	3150	3150	19200,00	19200,00	5238,75	8126,90	888,98	1,79E+12	888,98	1,79E+12

Tabella 45 -

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s\ inf, \ min}$	$\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{Rsd}$	verificato	$\sigma_{c\ inf, \ min}$	$E_{ed, \ min, \ equ}$	$\sigma_{c\ inf, \ max}$	$E_{ed, \ max, \ equ}$	R_{equ}	(1)	(2)
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
10,00	0,00	0,41	0,41	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	-0,97	0,00	0,97	54,10	SI	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-5,32	-1,60	3,72	54,10	SI	0,45	0,02	0,14	0,01	0,30	0,37	0,51
8,50	6,75	12,14	5,39	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,00	9,13	26,27	17,14	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	10,16	33,14	22,99	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	13,91	43,17	29,27	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	13,24	49,27	36,03	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	9,84	36,61	26,78	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	8,83	39,33	30,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	8,83	39,33	30,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	5,68	42,50	36,82	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	5,68	42,50	36,82	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	5,32	40,97	35,65	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-0,35	39,61	39,96	101,69	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-0,34	37,46	37,80	101,69	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	-2,35	36,02	38,38	54,10	SI	0,18	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	-5,24	33,82	39,06	54,10	SI	0,40	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
3,00	-7,46	28,28	35,74	54,10	SI	0,57	0,03	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
3,00	-8,14	29,83	37,96	54,10	SI	0,62	0,03	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
2,50	-12,67	22,98	35,66	54,10	SI	0,95	0,04	0,00	0,00	0,00	0,43	0,52
2,00	-20,55	12,05	32,60	54,10	SI	1,53	0,07	0,00	0,00	0,00	0,43	0,53
-10,00	-0,39	0,00	0,39	54,10	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	-1,67	-1,67	0,00	54,10	SI	0,14	0,01	0,14	0,01	1,00	0,01	0,50
-9,00	-9,08	-2,60	6,47	54,10	SI	0,77	0,03	0,22	0,01	0,29	0,37	0,52
-8,50	14,69	26,18	11,50	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,00	53,12	70,74	17,62	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,50	64,94	91,46	26,52	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	90,28	121,21	30,93	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	108,19	134,94	26,75	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	80,40	100,27	19,88	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	87,53	118,56	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	87,53	118,56	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	96,03	138,09	42,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	96,03	138,09	42,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	98,63	137,49	38,86	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	103,06	144,71	41,65	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	97,47	136,87	39,40	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	98,59	139,67	41,08	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	92,13	145,69	53,55	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	97,25	145,24	48,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	102,58	153,21	50,63	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	100,01	150,54	50,53	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	95,61	148,31	52,71	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

Tabella 46 -

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s \text{ sup, min}}$	$\sigma_{s \text{ sup, max}}$	$\Delta\sigma_{s \text{ sup, max}}$	$\Delta\sigma_{Rsd}$	verificato	$\sigma_c \text{ sup, min}$	$E_{cd, \text{min, equ}}$	$\sigma_c \text{ sup, max}$	$E_{cd, \text{max, equ}}$	R_{equ}	(1) < 1	(2) > $E_{cd, \text{max, equ}}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
10,00	0,00	0,08	0,08	54,10	SI	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	-4,97	0,00	4,97	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-26,77	-8,05	18,72	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	1,37	2,47	1,10	54,10	SI	0,12	0,01	0,21	0,01	0,56	0,30	0,50
8,00	1,91	5,48	3,58	54,10	SI	0,16	0,01	0,46	0,02	0,35	0,37	0,50
7,50	2,18	7,11	4,93	54,10	SI	0,18	0,01	0,58	0,03	0,31	0,38	0,50
7,00	3,07	9,54	6,47	54,10	SI	0,25	0,01	0,78	0,03	0,32	0,39	0,50
6,50	3,02	11,24	8,22	54,10	SI	0,24	0,01	0,91	0,04	0,27	0,41	0,50
6,50	2,79	10,37	7,58	101,69	SI	0,22	0,01	0,81	0,04	0,27	0,40	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,22	0,42	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,22	0,42	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,44	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,44	0,50
5,00	1,69	13,02	11,33	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,45	0,50
4,50	-1,39	13,20	14,58	101,69	SI	0,00	0,00	1,01	0,04	0,00	0,47	0,50
4,50	-1,29	12,81	14,10	101,69	SI	0,00	0,00	0,97	0,04	0,00	0,47	0,50
4,00	-8,58	12,99	21,57	54,10	SI	0,00	0,00	0,98	0,04	0,00	0,47	0,50
3,50	-18,09	12,94	31,03	54,10	SI	0,00	0,00	0,97	0,04	0,00	0,47	0,50
3,00	-24,22	11,60	35,82	54,10	SI	0,00	0,00	0,86	0,04	0,00	0,47	0,50
3,00	-24,41	0,34	24,75	54,10	SI	0,00	0,00	0,68	0,03	0,00	0,46	0,50
2,50	-34,87	0,20	35,07	54,10	SI	0,00	0,00	0,57	0,03	0,00	0,46	0,50
2,00	-51,07	0,45	51,52	54,10	SI	0,00	0,00	0,33	0,01	0,00	0,44	0,50
-10,00	-2,04	0,00	2,04	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	-8,59	-8,59	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,00	-45,66	-13,10	32,55	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	2,99	5,33	2,34	54,10	SI	0,25	0,01	0,45	0,02	0,56	0,30	0,50
-8,00	11,09	14,77	3,68	54,10	SI	0,92	0,04	1,23	0,05	0,75	0,27	0,52
-7,50	13,93	19,62	5,69	54,10	SI	1,15	0,05	1,61	0,07	0,71	0,30	0,52
-7,00	19,95	26,78	6,83	54,10	SI	1,63	0,07	2,18	0,10	0,74	0,31	0,53
-6,50	24,68	30,79	6,10	54,10	SI	1,99	0,09	2,49	0,11	0,80	0,30	0,54
-6,50	22,77	28,40	5,63	101,69	SI	1,79	0,08	2,23	0,10	0,80	0,29	0,54
-6,00	25,66	34,76	9,10	101,69	SI	2,00	0,09	2,71	0,12	0,74	0,34	0,54
-6,00	25,66	34,76	9,10	101,69	SI	2,00	0,09	2,71	0,12	0,74	0,34	0,54
-5,50	29,25	42,06	12,81	101,69	SI	2,26	0,10	3,25	0,14	0,70	0,38	0,54
-5,50	29,25	42,06	12,81	101,69	SI	2,26	0,10	3,25	0,14	0,70	0,38	0,54
-5,00	31,34	43,69	12,35	101,69	SI	2,41	0,11	3,35	0,15	0,72	0,38	0,55
-4,50	34,33	48,21	13,88	101,69	SI	2,62	0,12	3,67	0,16	0,71	0,39	0,55
-4,50	33,34	46,81	13,47	101,69	SI	2,53	0,11	3,56	0,16	0,71	0,39	0,55
-4,00	35,54	50,35	14,81	54,10	SI	2,68	0,12	3,80	0,17	0,71	0,40	0,55
-3,50	35,26	55,76	20,50	54,10	SI	2,64	0,12	4,18	0,18	0,63	0,45	0,55
-3,00	39,89	59,57	19,69	54,10	SI	2,97	0,13	4,43	0,20	0,67	0,44	0,56
-3,00	31,41	46,91	15,50	54,10	SI	2,33	0,10	3,48	0,15	0,67	0,40	0,55
-2,50	33,43	50,32	16,89	54,10	SI	2,47	0,11	3,71	0,16	0,66	0,41	0,55
-2,00	35,46	55,01	19,55	54,10	SI	2,60	0,11	4,03	0,18	0,64	0,43	0,55

Tabella 47 -

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento circonferenziale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M _{inf})	H(M _{sup})	A _{f,inf}	A _{f,sup}	M _{fat min}	M _{fat max}	x _{inf}	J _{inf}	x _{sup}	J _{sup}
[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]
-10,00	1850,00	1850,00	3539,53	2654,65	419,99	586,01	357,59	1,24E+11	304,69	9,76E+10
-9,50	1900,00	1900,00	3539,53	2654,65	406,70	489,52	363,44	1,32E+11	309,67	1,04E+11
-9,00	1950,00	1950,00	3539,53	2654,65	256,88	660,95	369,23	1,40E+11	314,58	1,10E+11
-8,50	2000,00	2000,00	3539,53	2654,65	609,79	748,37	374,93	1,48E+11	319,44	1,16E+11
-8,50	2000,00	2000,00	4424,41	3539,53	609,79	748,37	407,43	1,80E+11	358,84	1,50E+11
-7,50	2100,00	2100,00	4424,41	3539,53	1055,43	1384,62	419,88	2,01E+11	369,81	1,67E+11
-7,00	2150,00	2150,00	4424,41	3539,53	1180,46	1503,04	426,00	2,11E+11	375,21	1,76E+11
-6,50	2200,00	2200,00	4424,41	3539,53	1357,60	1690,51	432,05	2,23E+11	380,54	1,85E+11
-6,50	2200,00	2200,00	5899,21	4084,07	1357,60	1690,51	488,54	2,85E+11	394,61	2,12E+11
-6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	1497,14	1936,10	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
-6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	1497,14	1936,10	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
-5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	1684,18	2204,81	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
-5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	1684,18	2204,81	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
-5,00	2350,00	2350,00	5899,21	4084,07	1833,44	2413,83	509,01	3,30E+11	411,24	2,45E+11
-4,50	2400,00	2400,00	5899,21	4084,07	2032,09	2713,54	515,69	3,45E+11	416,67	2,56E+11
-4,50	2400,00	2400,00	10618,58	4084,07	2032,09	2713,54	672,48	5,55E+11	378,10	2,63E+11
-4,00	2450,00	2450,00	10618,58	4084,07	2200,15	2952,02	681,36	5,82E+11	383,20	2,75E+11
-3,50	2500,00	2500,00	10618,58	4084,07	2221,86	3393,62	690,15	6,09E+11	388,25	2,88E+11
-3,00	2550,00	2550,00	10618,58	4084,07	3083,83	4249,81	698,85	6,37E+11	393,26	3,00E+11
-3,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	3083,83	4249,81	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
-2,50	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	4056,37	5680,00	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
-2,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	4334,21	6046,51	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
10,00	1850,00	1850,00	3539,53	2654,65	226,61	324,62	357,59	1,24E+11	304,69	9,76E+10
9,50	1900,00	1900,00	3539,53	2654,65	207,16	283,83	363,44	1,32E+11	309,67	1,04E+11
9,00	1950,00	1950,00	3539,53	2654,65	168,36	442,98	369,23	1,40E+11	314,58	1,10E+11
8,50	2000,00	2000,00	3539,53	2654,65	272,87	505,07	374,93	1,48E+11	319,44	1,16E+11
8,50	2000,00	2000,00	4424,41	3539,53	272,87	505,07	407,43	1,80E+11	358,84	1,50E+11
7,50	2100,00	2100,00	4424,41	3539,53	364,47	622,54	419,88	2,01E+11	369,81	1,67E+11
7,00	2150,00	2150,00	4424,41	3539,53	394,26	694,36	426,00	2,11E+11	375,21	1,76E+11
6,50	2200,00	2200,00	4424,41	3539,53	409,53	770,42	432,05	2,23E+11	380,54	1,85E+11
6,50	2200,00	2200,00	5899,21	4084,07	409,53	770,42	488,54	2,85E+11	394,61	2,12E+11
6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	415,33	834,27	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	415,33	834,27	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	394,19	912,83	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	394,19	912,83	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
5,00	2350,00	2350,00	5899,21	4084,07	436,88	960,30	509,01	3,30E+11	411,24	2,45E+11
4,50	2400,00	2400,00	5899,21	4084,07	302,76	999,23	515,69	3,45E+11	416,67	2,56E+11
4,50	2400,00	2400,00	10618,58	4084,07	302,76	999,23	672,48	5,55E+11	378,10	2,63E+11
4,00	2450,00	2450,00	10618,58	4084,07	240,30	1060,82	681,36	5,82E+11	383,20	2,75E+11
3,50	2500,00	2500,00	10618,58	4084,07	240,30	1130,79	690,15	6,09E+11	388,25	2,88E+11
3,00	2550,00	2550,00	10618,58	4084,07	139,37	1312,05	698,85	6,37E+11	393,26	3,00E+11
3,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	139,37	1312,05	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
2,50	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	317,56	1765,66	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
2,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	-59,64	1822,95	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11

Tabella 48 -

Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y (-)	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s\ inf, \ min}$	$\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	verificato	$\sigma_{c\ inf, \ min}$	$E_{cd, \ min, \ equ}$	$\sigma_{c\ inf, \ max}$	$E_{cd, \ max, \ equ}$	R_{equ}	1) < 1	2) > $E_{cd, \ max, \ equ}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
-10,00	71,63	99,94	28,31	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	67,40	81,12	13,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,00	41,40	106,51	65,12	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	95,63	117,37	21,73	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	76,83	94,29	17,46	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,50	126,20	165,56	39,36	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	137,64	175,25	37,61	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	154,45	192,33	37,87	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	116,73	145,35	28,62	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	125,67	162,52	36,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	125,67	162,52	36,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	138,09	180,78	42,69	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	138,09	180,78	42,69	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	146,92	193,42	46,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	159,22	212,61	53,39	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	90,45	120,78	30,33	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	95,79	128,53	32,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	94,67	144,59	49,93	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	128,64	177,28	48,64	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	102,39	141,10	38,71	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	134,68	188,59	53,91	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	143,90	200,76	56,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,00	38,65	55,36	16,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	34,33	47,04	12,71	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	27,13	71,39	44,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	42,79	79,21	36,42	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	34,38	63,64	29,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	43,58	74,44	30,86	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	45,97	80,96	34,99	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	46,59	87,65	41,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	35,21	66,24	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	34,86	70,03	35,17	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	34,86	70,03	35,17	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	32,32	74,84	42,52	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	32,32	74,84	42,52	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	35,01	76,95	41,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	23,72	78,29	54,57	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	13,48	44,48	31,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	10,46	46,19	35,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	10,24	48,18	37,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	5,81	54,73	48,92	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	4,63	43,56	38,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,50	10,54	58,62	48,08	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,00	-0,88	60,53	61,41	101,69	SI	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

Tabella 49 -

Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
Y(-)	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s, sup, min}$	$\sigma_{s, sup, max}$	$\Delta\sigma_{s, sup, max}$	$\Delta\sigma_{s, all}$	verificato	$\sigma_{c, sup, min}$	$F_{ed, min, con}$	$\sigma_{c, sup, max}$	$F_{ed, max, con}$	R_{con}	$\frac{1)}{<}$	$\frac{2)}{>}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	°	[MPa]	°	[MPa]	°	°	°	°
-10,00	14,08	19,64	5,56	101,69	SI	1,21	0,05	1,69	0,07	0,72	0,30	0,52
-9,50	13,12	15,79	2,67	101,69	SI	1,12	0,05	1,35	0,06	0,83	0,24	0,52
-9,00	7,98	20,53	12,55	101,69	SI	0,68	0,03	1,75	0,08	0,39	0,41	0,51
-8,50	18,26	22,40	4,15	101,69	SI	1,55	0,07	1,90	0,08	0,81	0,27	0,53
-8,50	16,63	20,41	3,78	101,69	SI	1,38	0,06	1,69	0,07	0,81	0,26	0,53
-7,50	26,81	35,17	8,36	101,69	SI	2,21	0,10	2,90	0,13	0,76	0,34	0,54
-7,00	28,97	36,88	7,92	101,69	SI	2,38	0,11	3,03	0,13	0,79	0,33	0,55
-6,50	32,21	40,11	7,90	101,69	SI	2,64	0,12	3,28	0,15	0,80	0,34	0,55
-6,50	29,23	36,40	7,17	101,69	SI	2,33	0,10	2,90	0,13	0,80	0,32	0,55
-6,00	31,18	40,32	9,14	101,69	SI	2,48	0,11	3,21	0,14	0,77	0,35	0,55
-6,00	31,18	40,32	9,14	101,69	SI	2,48	0,11	3,21	0,14	0,77	0,35	0,55
-5,50	33,95	44,44	10,49	101,69	SI	2,69	0,12	3,52	0,16	0,76	0,36	0,55
-5,50	33,95	44,44	10,49	101,69	SI	2,69	0,12	3,52	0,16	0,76	0,36	0,55
-5,00	35,79	47,12	11,33	101,69	SI	2,83	0,13	3,73	0,16	0,76	0,38	0,56
-4,50	38,45	51,34	12,89	101,69	SI	3,03	0,13	4,05	0,18	0,75	0,39	0,56
-4,50	32,53	43,44	10,91	101,69	SI	2,46	0,11	3,29	0,15	0,75	0,36	0,55
-4,00	34,11	45,77	11,66	101,69	SI	2,58	0,11	3,46	0,15	0,75	0,37	0,55
-3,50	33,39	51,00	17,61	101,69	SI	2,52	0,11	3,85	0,17	0,65	0,42	0,55
-3,00	44,95	61,94	16,99	101,69	SI	3,38	0,15	4,66	0,21	0,73	0,43	0,57
-3,00	31,57	43,51	11,94	101,69	SI	2,34	0,10	3,23	0,14	0,73	0,37	0,55
-2,50	41,53	58,15	16,62	101,69	SI	3,08	0,14	4,32	0,19	0,71	0,42	0,56
-2,00	44,37	61,91	17,53	101,69	SI	3,29	0,15	4,60	0,20	0,72	0,43	0,57
10,00	7,60	10,88	3,29	101,69	SI	0,65	0,03	0,93	0,04	0,70	0,28	0,51
9,50	6,68	9,15	2,47	101,69	SI	0,57	0,03	0,78	0,03	0,73	0,26	0,51
9,00	5,23	13,76	8,53	101,69	SI	0,44	0,02	1,17	0,05	0,38	0,39	0,51
8,50	8,17	15,12	6,95	101,69	SI	0,69	0,03	1,28	0,06	0,54	0,35	0,51
8,50	7,44	13,78	6,33	101,69	SI	0,62	0,03	1,14	0,05	0,54	0,34	0,51
7,50	9,26	15,81	6,55	101,69	SI	0,76	0,03	1,30	0,06	0,59	0,33	0,52
7,00	9,67	17,04	7,36	101,69	SI	0,79	0,04	1,40	0,06	0,57	0,34	0,52
6,50	9,72	18,28	8,56	101,69	SI	0,80	0,04	1,50	0,07	0,53	0,36	0,52
6,50	8,82	16,59	7,77	101,69	SI	0,70	0,03	1,32	0,06	0,53	0,35	0,51
6,00	8,65	17,37	8,72	101,69	SI	0,69	0,03	1,38	0,06	0,50	0,37	0,51
6,00	8,65	17,37	8,72	101,69	SI	0,69	0,03	1,38	0,06	0,50	0,37	0,51
5,50	7,95	18,40	10,45	101,69	SI	0,63	0,03	1,46	0,06	0,43	0,39	0,51
5,50	7,95	18,40	10,45	101,69	SI	0,63	0,03	1,46	0,06	0,43	0,39	0,51
5,00	8,53	18,75	10,22	101,69	SI	0,67	0,03	1,48	0,07	0,45	0,38	0,51
4,50	5,73	18,91	13,18	101,69	SI	0,45	0,02	1,49	0,07	0,30	0,42	0,51
4,50	4,85	15,99	11,15	101,69	SI	0,37	0,02	1,21	0,05	0,30	0,41	0,51
4,00	3,73	16,45	12,72	101,69	SI	0,28	0,01	1,24	0,05	0,23	0,43	0,51
3,50	3,61	16,99	13,38	101,69	SI	0,27	0,01	1,28	0,06	0,21	0,44	0,51
3,00	2,03	19,12	17,09	101,69	SI	0,15	0,01	1,44	0,06	0,11	0,47	0,50
3,00	1,43	13,43	12,01	101,69	SI	0,11	0,00	1,00	0,04	0,11	0,45	0,50
2,50	3,25	18,08	14,83	101,69	SI	0,24	0,01	1,34	0,06	0,18	0,45	0,50
2,00	-4,79	18,66	23,45	101,69	SI	0,00	0,00	1,39	0,06	0,00	0,49	0,50

Tabella 50 -

L'escursione di tensione nell'acciaio ($\Delta\sigma_s$) risulta sempre minore alla escursione di tensione massima consentita, così come le espressioni (1) e (2) per la verifica dell'escursione di tensione nel calcestruzzo risultano sempre verificate. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

9.6. 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.

9.6.1. 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
$R_m FS$	2,000 m	raggio medio della flangia inferiore torre
$R_i FS$	1,675 m	raggio interno della flangia inferiore torre
$R_e FS$	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

Tabella 51 -

Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento		
c	4,450 m	Diametro esterno flangia anchor cage
l_H	0,675 m	distanza tra raggio esterno anchor 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 $e=Mr/Fz$

Tabella 52 -

Caratteristiche armatura		
r_{cont}	7,940 m	raggio del perimetro di rottura
A_{sr}	44,50 cm ² /m	Area di armatura radiale inferiore al metro

hr	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
hc	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

Tabella 53 -

Coefficients per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature		
$C_{Rd,c}$	0,12	$0,18 / \square_c$
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	$\text{radq}(\rho_x \rho_y)$
$v_{min} (C32/40)$	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 (rcont)
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 ($v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1 d_u$)

Tabella 54 -

Verifica		
$v_{Ed}(u_0) = 0,88 < v_{Rd,max} = 6,27$ MPa	resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFI CA
$v_{Ed}(u_1) = 0,26 < v_{Rd,c} = 0,34$ 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

Tabella 55 -

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.

9.6.2. 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.

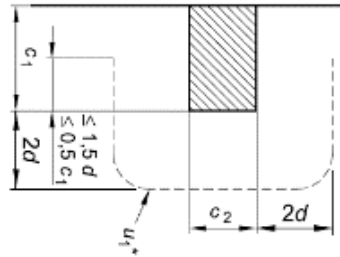


Figura 32

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	

Tabella 56 -

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	$\text{rad}q(\rho_x \rho_y)$
v_{min}	0,36	MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Tabella 57 -

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}	2922,5 9 KN	Azione Tagliante applicata
v	0,49	0,6 (1-fck/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 ($v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1^* d_u$)

Tabella 58 -

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 $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Tabella 59 -

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.

9.7. 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

Tabella 60 -

- 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

Tabella 61 -

- 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

Tabella 62 -

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**: []

Tipologia 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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

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

Calcolo

- Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
- Tipologia flessione: Retta Deviata
- Vertici: 52 N° rett. 100
- Calcola MRd: [] Dominio M-N: []
- L₀: 0 cm Col. modello: []
- M-curvatura: []
- Precompresso

Parametri di calcolo

- 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

Figura 33

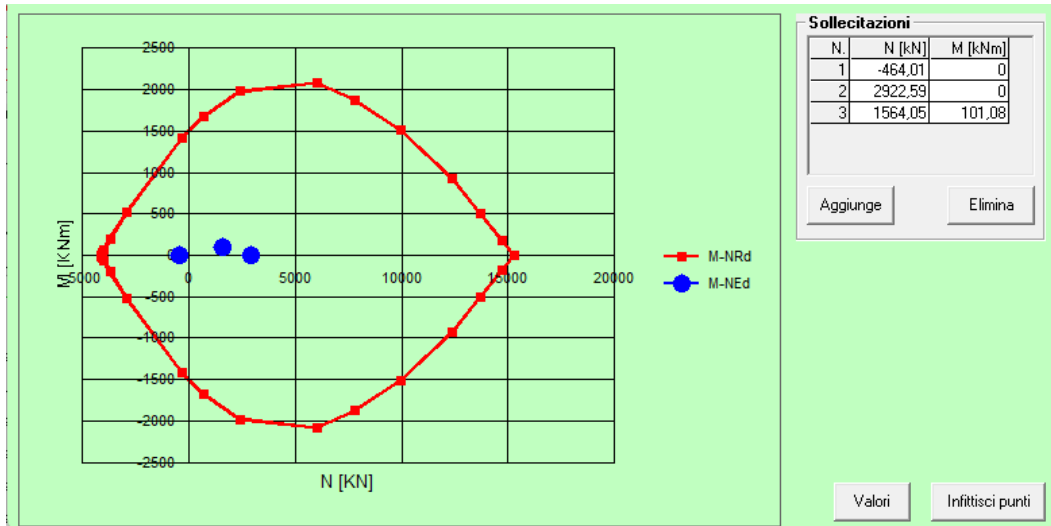


Figura 34

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

10. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCHORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE

10.1. 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	

Tabella 63 -

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 $P_{td} > Z_i$

Tabella 64 -

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'anchor 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'anchor 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

Tabella 65 -

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'anchor 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'anchor 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'anchor 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'anchor cage
$L_{r,FI}$	1,35	m	All. lungo dir. radiale sopra la flangia inferiore dell'anchor 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'anchor 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'anchor 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'anchor 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'anchor cage F $= \sigma_{c,max} \times A_{c0,FI}$
Verifica			
$F_{Rdu,FS}$	>	$F_{Edu,FS}$	VERIFICA
$F_{Rdu,FI}$	>	$F_{Edu,FI}$	VERIFICA

Tabella 66 -

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		
Fz t	-6.662,22 KN	Forza verticale agente
Mr 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 _{td DW}	-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

Tabella 67 -

Verifica compressione calcestruzzo			
f _{cd SLE (90/105)}	54,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/105 (0,6xf _{ck 90/105})
f _{cd SLE (50/60)}	30,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,6xf _{ck 50/60})
f _{cd (C45/55)}	27,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,6xf _{ck 45/55})
Verifica della flangia superiore dell'anchor 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'anchor 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

Tabella 68 -

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

Tabella 69 -

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'anchor 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'anchor 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

Tabella 70 -

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_{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_{tdDW}	-1.044 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P_{tdUP}	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 $P_{td} < Z_i$

Tabella 71 -

Verifica compressione calcestruzzo			
f_{cd} SLE (90/105)	40,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/105 ($0,45x f_{ck 90/105}$)
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'anchor 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'anchor 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

Tabella 72 -

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 _{tdDW}	-406 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{tdUP}	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 _{tdDW}	-848 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{tdUP}	716 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	562 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

Tabella 73 -

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'anchor 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
		VERIFICA

Verifiche del calcestruzzo		
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N ₂ =	15,03	
$\sigma_{C \max}$ =	24,14	< 54,00 = 0,6 x f _{ck(C90/105)}
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2$ =	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	
$\sigma_{C \max}$ =	20,38	< 30,00 = 0,6 x f _{ck(C50/60)}
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2$ =	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	
$\sigma_{C \max}$ =	11,45	< 27,00 = 0,6 x f _{ck(C45/55)}
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2$ =	10,31	< 22,50 = 0,5 x f _{ck(C45/55)}
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage		
$\sigma_{C \max}$ sopra la flangia	20,76 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
$\sigma_{C \max}$ al C45/55	14,37 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
$\sigma_{C \min}$ sopra la flangia	19,87 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
$\sigma_{C \min}$ 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	

Tabella 74 -

Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C50/60		
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N ₁ =	8,79	Log N = 8,95 > 6
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N ₂ =	8,95	
$\sigma_{C \max}$ =	20,76	< 30,00 = 0,6 x f _{ck(C50/60)}
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2$ =	20,31	< 25,00 = 0,5 x f _{ck(C50/60)}
Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C45/55		
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N ₁ =	13,40	Log N = 20,09 > 6
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N ₂ =	20,09	
$\sigma_{C \max}$ =	22,63	< 27,00 = 0,6 x f _{ck(C45/55)}
$(\sigma_{C \max} + \sigma_{C \min})/2$ =	11,73	< 22,50 = 0,5 x f _{ck(C45/55)}

Tabella 75 -

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

10.1.1. 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'anchor 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'anchor 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'anchor 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

Tabella 76 -

Verifica SLU		
Azione agente		
$F_{Ed,FS}$	2862,17 KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'anchor cage
$F_{Ed,FI}$	1678,60 KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'anchor 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

Tabella 77 -

La forza massima agente nelle armature allo scopo disposte sotto l'inghisaggio e sopra la flangia inferiore dell'anchor 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'anchor 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'anchor cage
F_{FI}	1220,00 KN	forza max che si esplica sopra la flangia inferiore dell'anchor cage $F = \sigma_{c,max} \times A_{CO,FA}$
Caratteristiche acciaio		
$f_{yd,SLE}$	360 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE ($0,8x f_{yk}$)
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'anchor 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'anchor cage
$f_{yd,SLE} > \sigma_{s,max}$		VERIFICA

Tabella 78 -

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'anchor 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'anchor 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'anchor 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

Tabella 79 -

Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'anchor 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

Tabella 80 -

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

10.1.2. Verifica delle armature del colletto

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 fyk)
Caratteristiche armatura presente		
ϕ	26 mm	diametro barre armatura
A	531 mm ²	Area barre armatura

Tabella 81 -

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]
 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

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 kNm
 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
 L_o: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

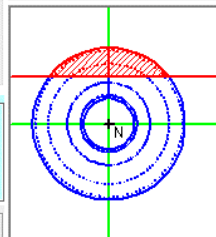


Figura 35

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.

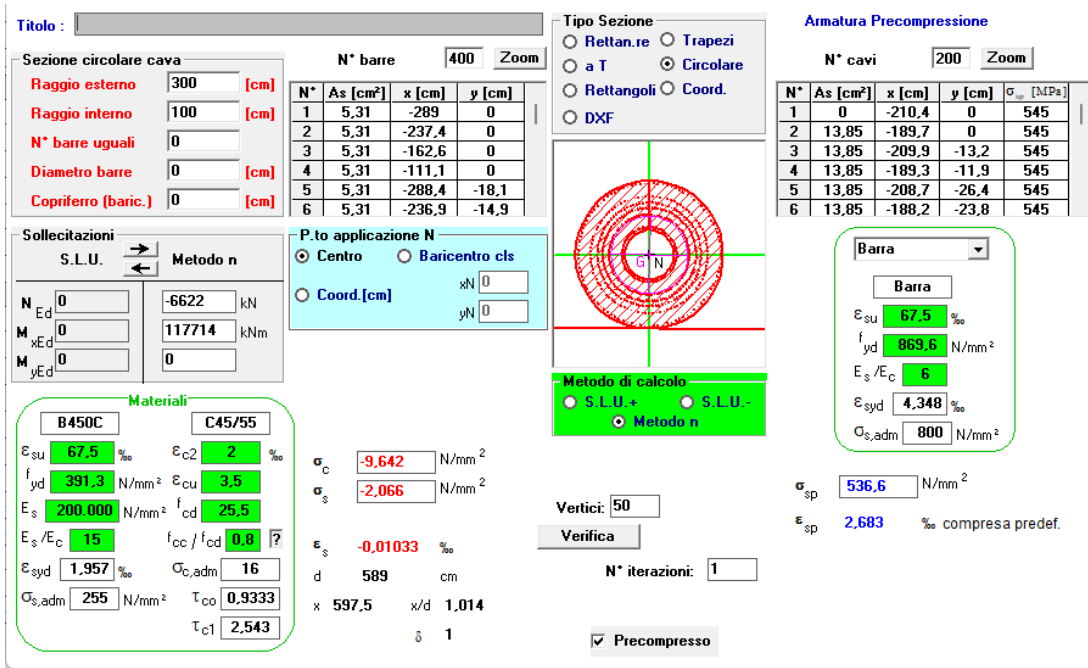


Figura 36

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

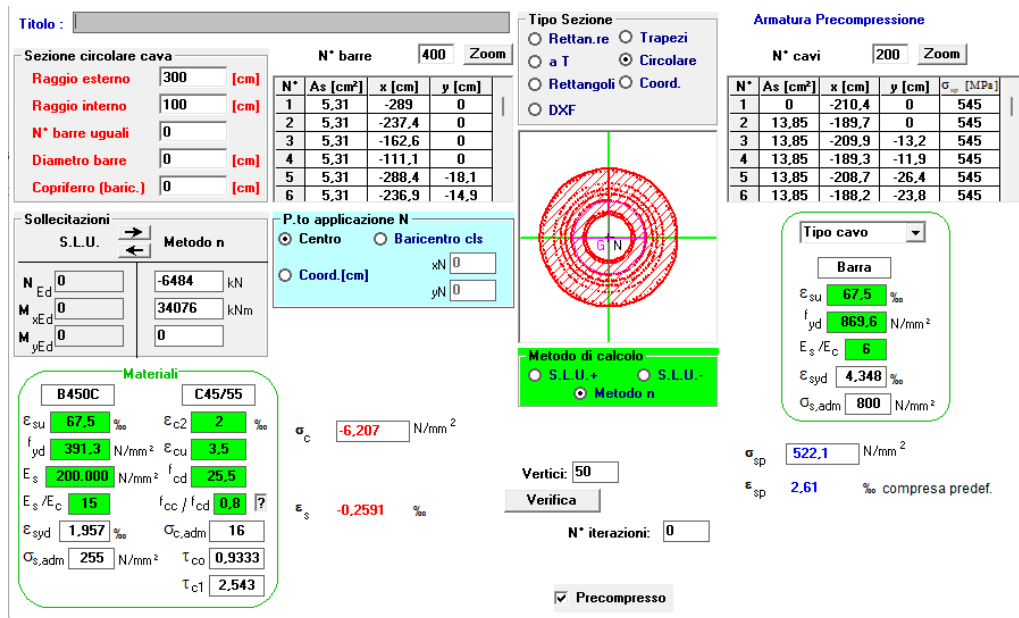


Figura 37

Fatica massimi

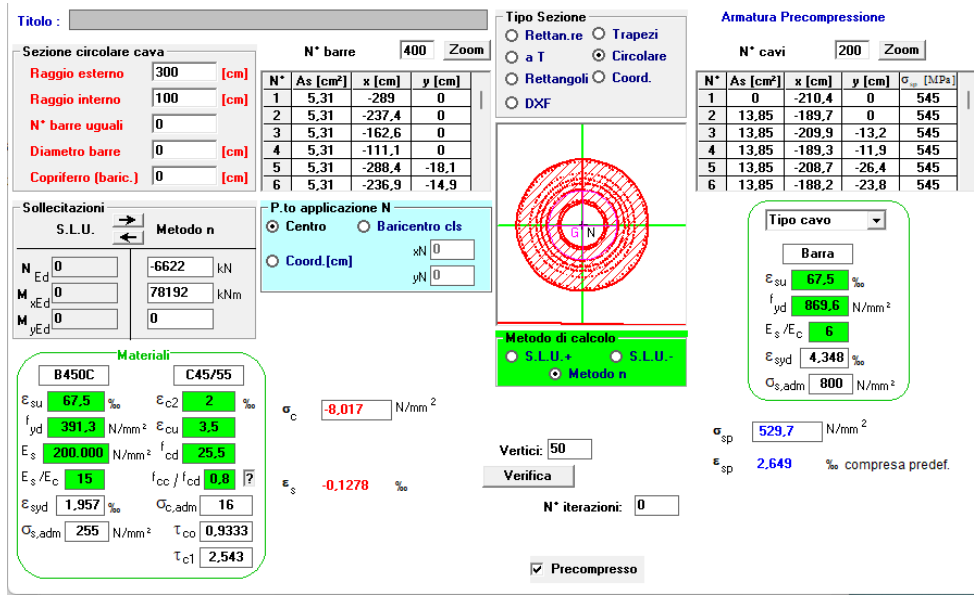


Figura 38

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		
σ _{s fat max}	118,50	MPa	tensione massima nella barra dell'anchor cage maggiormente sollecitata		
σ _{s fat min}	92,40	MPa	tensione minima nella barra dell'anchor cage maggiormente sollecitata		
Δσ _{Rsd (dritte)}	101,69	MPa	escursione ammissibile nell'acciaio - verifiche a fatica barre dritte		
Δσ _{Rsd (piegate)}	54,10	MPa	barre piegate	φ= 26	D= 182
VERIFICA					
Δσ _{S max}	26,10	MPa	escursione di tensione massima nelle armature di collegamento		
Δσ _{Rsk (piegate)}	>	Δσ _{S max}	VERIFICA		

Tabella 82 -

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

11. 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.

11.1 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 VCASLU 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:

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	255	1	128	8
			2	170,67	247

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
 B450C C45/55
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % C_{c,adm}
 C_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

Tipo flessione
 Fletta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Precompresso

Figura 39

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.

11.2 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

Tabella 83 -

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

Tabella 84 -

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

Tabella 85 -

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

Combinazione SLU NTC Vento							
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

Tabella 86 -

Tale distribuzione di forze può essere rappresentata nel seguente grafico:

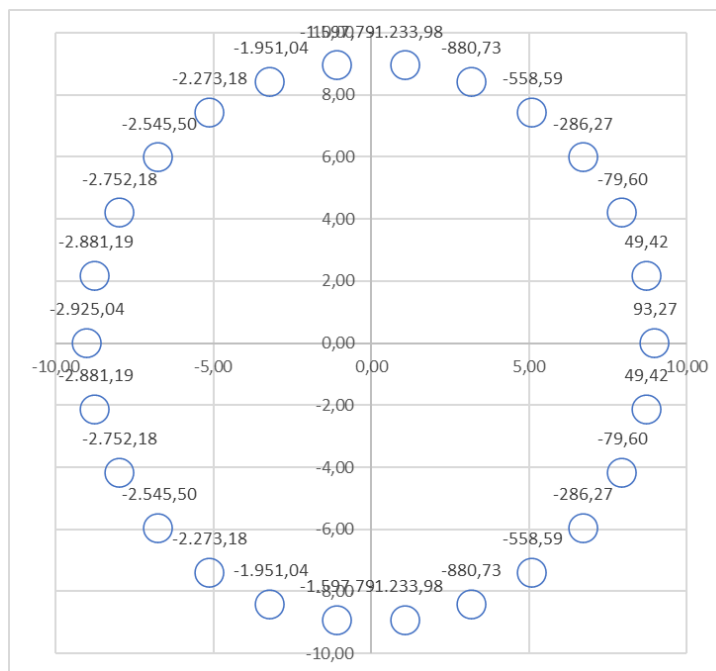


Figura 40

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.

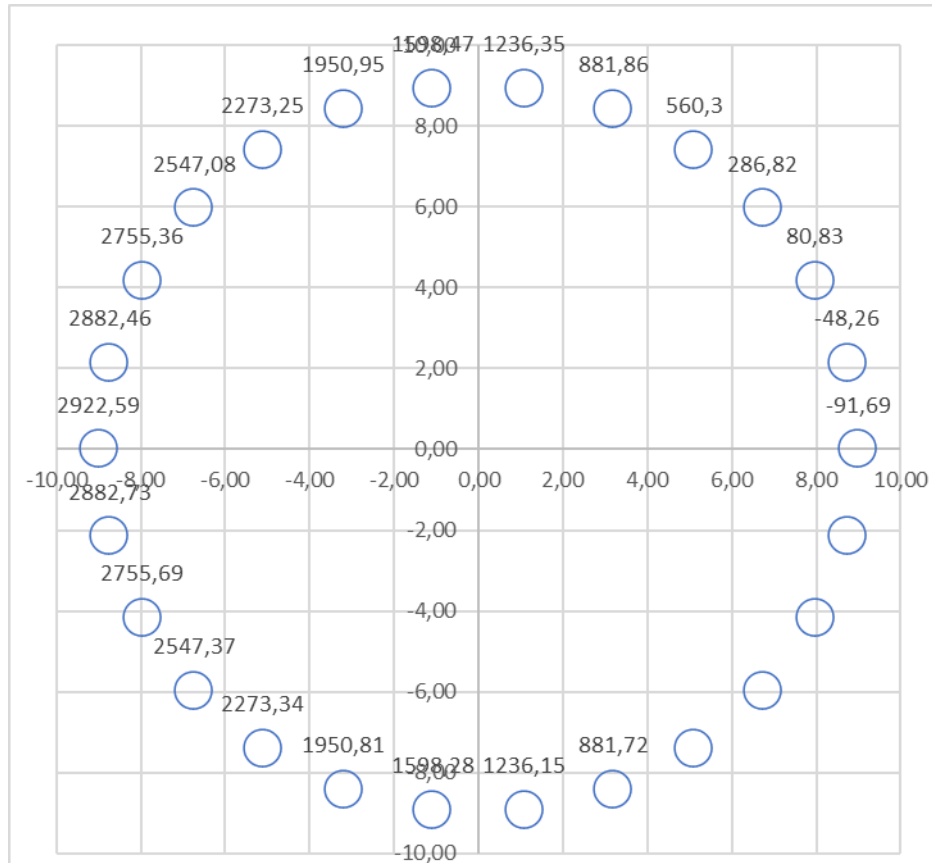


Figura 41

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