

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-
35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Sommario

| | | |
|---------|--|----|
| CAP. 1 | INTRODUZIONE | 4 |
| 1.1 | DESCRIZIONE DELLE OPERE | 4 |
| CAP.2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 5 |
| CAP.3 | SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI..... | 5 |
| CAP.4 | MATERIALI | 6 |
| 4.1 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 6 |
| 4.1.1 | ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO | 6 |
| 4.1.1.1 | ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C | 6 |
| 4.1.2 | ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA | 6 |
| 4.1.3 | CALCESTRUZZO..... | 7 |
| 4.2 | DURABILITÀ..... | 8 |
| 4.2.1 | CONGLOMERATO CEMENTIZIO | 8 |
| 4.3 | CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI | 8 |
| 4.3.1 | ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO | 8 |
| 4.3.1.1 | ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C | 8 |
| 4.3.2 | ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA | 9 |
| 4.3.2.1 | ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA S355..... | 9 |
| CAP. 5 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 10 |
| CAP. 6 | CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA..... | 10 |
| 6.1 | CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI | 11 |
| 6.2 | CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI | 11 |
| 6.3 | CARICO DA SISMA..... | 11 |
| 6.3.1 | CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA..... | 12 |
| 6.3.1.1 | Hangar Bay..... | 12 |
| 6.3.1.2 | Corpo a "C" | 12 |
| 6.4 | CARICO DA VENTO | 13 |
| 6.5 | CARICO DA NEVE | 16 |
| CAP. 7 | CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO | 17 |
| 7.1 | CONDIZIONI DI CARICO | 17 |
| 7.2 | COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) | 18 |
| 7.3 | COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE) | 18 |
| CAP.8 | MODELLI STRUTTURALI | 19 |
| CAP.9 | VERIFICHE STRUTTURALI..... | 19 |
| 9.1 | HANGAR BAY | 20 |
| 9.1.1 | COPERTURA RETICOLARE | 20 |

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| | | |
|---------|--|----|
| 9.1.1.1 | ANALISI STRUTTURALE..... | 20 |
| 9.1.1.2 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 21 |
| 9.1.1.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 21 |
| 9.1.2 | PILASTRI IN SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO | 26 |
| 9.1.2.1 | DESCRIZIONE GEOMETRICA..... | 26 |
| 9.1.2.2 | ANALISI STRUTTURALE..... | 26 |
| 9.1.3 | VIA DI CORSA DEL CARROPONTE | 26 |
| 9.1.3.1 | SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI..... | 26 |
| 9.1.3.2 | AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE..... | 26 |
| 9.1.3.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 27 |
| 9.1.3.4 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 28 |
| 9.1.3.5 | TRAVE RETICOLARE DELLA VIA DI CORSA DEL CARROPONTE | 28 |
| 9.1.3.6 | SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI..... | 28 |
| 9.1.3.7 | AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE..... | 28 |
| 9.1.3.8 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 29 |
| 9.2 | - CORPO A "C" | 30 |
| 9.2.1 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD) | 30 |
| 9.2.2 | VERIFICA A MARTELLAMENTO..... | 31 |
| 9.2.3 | SOLAI | 31 |
| 9.2.3.1 | MATERIALI..... | 31 |
| 9.2.3.2 | ANALISI STRUTTURALE..... | 32 |
| 9.2.3.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 32 |
| 9.2.3.4 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 34 |
| 9.2.4 | TRAVI 100 CM X 70 CM..... | 34 |
| 9.2.4.1 | DESCRIZIONE GEOMETRICA..... | 34 |
| 9.2.4.2 | ANALISI STRUTTURALE..... | 35 |
| 9.2.4.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 35 |
| 9.2.4.4 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 38 |
| 9.2.5 | - VIA DI CORSA PER CARROPONTE DA 8 T | 38 |
| 9.2.5.1 | SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI..... | 38 |
| 9.2.5.2 | AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE..... | 38 |
| 9.2.5.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 39 |
| 9.2.5.4 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 40 |
| 9.2.6 | VIA DI CORSA PER CARROPONTE DA 2 T | 40 |
| 9.2.6.1 | SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI..... | 40 |
| 9.2.6.2 | AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE..... | 40 |

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| | | |
|---------|--|----|
| 9.2.6.3 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)..... | 41 |
| 9.2.6.4 | Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) | 42 |
| 9.2.7 | PILASTRI | 42 |
| 9.2.8 | ANALISI STRUTTURALE..... | 43 |
| CAP.10 | - VERIFICHE GEOTECNICHE | 45 |
| 10.1 | - DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE | 45 |
| 10.2 | - VERIFICHE GEOTECNICHE – METODOLOGIA..... | 46 |
| 10.2.1 | FONDAZIONI SU PALI..... | 47 |
| 10.2.2 | FONDAZIONI SUPERFICIALI | 50 |
| 10.3 | - VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI | 51 |
| 10.3.1 | HANGAR BAY – PLATEA DI FONDAZIONE | 51 |
| 10.3.2 | - HANGAR BAY – FONDAZIONI SU PALI..... | 51 |
| 10.3.3 | - CORPO A "C" – PLATEA DI FONDAZIONE..... | 63 |
| 10.3.4 | - CORPO A "C" – FONDAZIONI SU PALI..... | 63 |

CAP. 1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva del fabbricato destinato ad ospitare hangar con annessi locali tecnici, depositi ed uffici. L'area dell'intervento si trova in Comune di Grottaglie (Provincia di Taranto, Regione Puglia).

La figura seguente mostra l'area oggetto degli interventi.



Figura 1.1 – Inquadramento area oggetto degli interventi

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Fabbricato Hangar presenta dimensioni planimetriche inscrivibili in un rettangolo di dimensioni 86,70 m x 53,50 m circa. L'altezza massima è di circa 18,30 m in punto più alto della copertura reticolare dell'Hangar Bay.

Volume principale del Fabbricato Hangar è destinato ad Hangar Bay che dispone di uno spazio sufficiente per ospitare tre velivoli. Le dimensioni dell'Hangar Bay sono di 54,00 m per 38,10 m circa. Nel suo interno verrà installato un carroponente con la portata 10 t con lo scartamento pari ai 30,00 m circa.

Il sistema strutturale verticale è costituito da quattro pilastri circolari di diametro 1,50 m in sezione composta acciaio-calcestruzzo e due ulteriori pilastri reticolari in acciaio necessari per garantire sostegno alle vie di corsa del carroponente. La copertura dell'Hangar Bay è costituita da una struttura reticolare in acciaio di altezza variabile tra 3,40 m e 4,60 m circa.

Sui tre lati dell'Hangar Bay si sviluppa a "C" la rimanente parte del Fabbricato Hangar contenente locali tecnici, depositi ed uffici. Questa parte del Fabbricato Hangar viene suddivisa da due giunti di dilatazione in tre corpi indipendenti di forma rettangolare. Due corpi laterali hanno dimensioni 53,50 m x 15,50 m circa. Corpo intermedio ha dimensioni 54,00 m x 15,50 m circa.

Strutturalmente i tre corpi consistono in una successione di portali paralleli tra loro, disposti con interasse variabile tra 3,00 m e 10,00 m. Portali dei due corpi laterali sono formati da due colonne collegati nella direzione longitudinale dei corpi dalle travi di bordo e nella direzione trasversale dalle travi in spessore del solaio. I solai sono formati dai pannelli alveolari di luce pari ai 15,50 m e di altezza pari ai 50 cm con 6 cm di getto di completamento.

Portali del corpo intermedio sono formati da due colonne esterne e da ulteriori due colonne interne collegati nella direzione longitudinale del corpo dalle travi di bordo nonché internamente dalle travi in spessore del solaio. Le travi principali a sostegno del solaio alveolare collegano i pilastri nella direzione trasversale rispetto al sviluppo del corpo intermedio. I solai sono formati dai pannelli alveolari di luce variabile dai 3,00 m ai 10,00 m e di altezza pari ai 50 cm con 6 cm di getto di completamento. I solai realizzati in questo modo hanno una duplice funzione: realizzare una superficie regolare e costituire un vincolo di diaframma rigido nel piano.

Le azioni orizzontali, che agiscono sull'edificio in direzione longitudinale e trasversale, vengono equilibrate mediante un vincolo assimilabile ad un incastro alla base delle colonne. I collegamenti tra le colonne e le travi trasversali e longitudinali sono realizzati in modo da realizzare un vincolo assimilabile ad un incastro. In entrambe le direzioni la rigidezza e la resistenza nei confronti delle forze orizzontali risulta quindi affidata completamente ai portali.

Le colonne a sezione costante di dimensioni 700 mm x 700 mm sono realizzate in cemento armato.

CAP.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La principale normativa di riferimento utilizzata è il D.M.LL.PP. 14.01.2008, di seguito richiamato con il nome NTC2008, e relativa Circolare esplicativa "Istruzioni per l'applicazione delle NTC2008" di cui alla G.U. n°47 del 26.02.2009.

Altre normative prese a riferimento per il calcolo sono le seguenti:

- UNI EN 1991-3:2006 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-1:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:1997 - Eurocodice 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- Legge 5/11/1971, n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- CNR-UNI 10011 - Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

CAP.3 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Per la definizione dei modelli di calcolo delle strutture è stato utilizzato "SAP2000" della Computers and Structures Inc., software integrato per analisi strutturale e verifiche (www.csi-italia.eu). Con ausilio del "SAP2000" sono anche stati ricavati gli indicatori di rischio sismico ed i relativi spettri di risposta elastici e di progetto che sono stati verificati con software su foglio di calcolo Excel "Spettri-NTCver.1.0.3.xls" (www.cslp.it).

Le verifiche delle sezioni in acciaio degli elementi strutturali principali (quali pilastri, travi principali, secondari e quelli di bordo) sono state svolte con ausilio del "SAP2000" in accordo con le normative vigenti.

Per le verifiche delle sezioni in C.A. allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>).

Le verifiche geotecniche dei pali sollecitati da carichi orizzontali sono state effettuate con l'ausilio del software Lpile 5.0 sviluppato da Ensoft.

Inoltre, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel prodotti in-house, i quali sono stati tutti verificati mediante casi studio reperiti in bibliografia.

CAP.4 MATERIALI

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche e di durabilità dei materiali e i relativi parametri di calcolo.

4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Ai sensi della NTC2008 e della Norma UNI EN 1992-1-1:2005.

4.1.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico acciaio armatura lenta: $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

Tabella 4.1: Caratteristiche acciaio per cemento armato B450C

| CARATTERISTICHE | REQUISITI | FRATTILE (%) |
|---|------------------|--------------|
| Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} | $\geq f_{y,nom}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura f_{tk} | $\geq f_{t,nom}$ | 5.0 |
| $(f_t/f_y)_k$ | $\geq 1,15$ | 10.0 |
| $(f_y/f_{y,nom})_k$ | $< 1,35$ | 10.0 |
| $(f_y/f_{y,nom})_k$ | $< 1,25$ | 10.0 |
| Allungamento $(A_{gt})_k$ | $\geq 7,5 \%$ | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: | | |
| $\phi < 12 \text{ mm}$ | 4 ϕ | |
| $12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ | 5 ϕ | |
| per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$ | 8 ϕ | |
| per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$ | 10 ϕ | |

4.1.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Ai sensi della NTC2008 e della Norma UNI EN 10025-2:2005.

Acciaio da carpenteria metallica S355

Per gli elementi di carpenteria metallica si utilizza acciaio tipo S355.

A questo corrispondono le seguenti proprietà caratteristiche:

| | |
|---|---------------------------------|
| Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) | $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$; |
| Tensione caratteristica di snervamento ($40 < t < 80 \text{ mm}$) | $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$; |
| Tensione caratteristica a rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$) | $f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2$; |
| Tensione caratteristica a rottura ($40 < t < 80 \text{ mm}$) | $f_{uk} = 470 \text{ N/mm}^2$; |
| Modulo elastico | $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$; |

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Modulo di elasticità trasversale

$$G = E/[2 \cdot (1+\nu)] =$$

$$= 80.769 \text{ N/mm}^2;$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0,3;$$

Coefficiente di espansione termica lineare

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1};$$

Densità

$$7.850 \text{ Kg/m}^3.$$

4.1.3 CALCESTRUZZO

Ai sensi della NTC2008, delle norme UNI EN 206-1-2006 e UNI 11104:2004.

Secondo il Prospetto 1 della norma UNI 11104:2004, in relazione alle condizioni ambientali si prescrive:

- Classe XC3 per le strutture in elevazione e di fondazione

Tabella 4.2: Classi di esposizione

| | | |
|---|------------------------------------|--|
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente. | | |
| XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato | Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua. |
| XC2 | Bagnato, raramente asciutto | Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. |
| XC3 | Umidità moderata | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta. |
| XC4 | Ciclicamente asciutto e bagnato | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2. |

Tabella 4.3: Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

| | Classi di esposizione | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|--|--------|--------|--------|--|--------|--------|------------------------------------|--------|-------|----------------------------------|---|-------------------|-------|---|--|-----|-----|
| | Nessun rischio di corrosione dell'armatura | Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione | | | | Corrosione delle armature indotta da cloruri | | | | | | Attacco da cicli di gelo/disgelo | | | | Ambiente aggressivo per attacco chimico | | | |
| | | | | | | Acqua di mare | | | Cloruri provenienti da altre fonti | | | | | | | | | | |
| | | X0 | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XS1 | XS2 | XS3 | XD1 | XD2 | XD3 | XF1 | XF2 | XF3 | XF4 | XA1 | XA2 | XA3 |
| Massimo rapporto <i>a/c</i> | - | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | | |
| Minima classe di resistenza ¹⁾ | C12/15 | C25/30 | C28/35 | C32/40 | C32/40 | C32/40 | C35/45 | C28/35 | C32/40 | C35/45 | 32/40 | 25/30 | 28/35 | 28,35 | 32/40 | 35/45 | | | |
| Minimo contenuto in cemento (kg/m³) | - | 300 | 320 | 340 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | |
| Contenuto minimo in aria (%) | | | | | | | | | | | | | | 3,0 ²⁾ | | | | | |
| Altri requisiti | | | | | | | | | | | | | Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo | | | | È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾ | | |
| *) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Per le classi di consistenza (lavorabilità al getto) si prescrive:

- Classe S4 per le strutture in elevazione e di fondazione.

In funzione della classe di resistenza, si sono adottate le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto ai §4.1.2.1.1 della NTC2008:

Calcestruzzo per opere in C.A. in elevazione

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per pilastri in sezione composta dell'Hangar Bay

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo opere di fondazione, getti contro terra, pali

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

4.2 DURABILITÀ

4.2.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

La struttura, nelle sue parti in calcestruzzo, può subire durante la propria vita di servizio attacchi di diversa natura:

- Azioni chimiche (dipendenti dall'uso della costruzione, ambiente aggressivo e/o contatto con gas e liquidi aggressivi, azione dell'anidride carbonica presente nell'aria, ecc.);
- Azioni fisiche: abrasioni dipendenti da fenomeni di gelo/disgelo e penetrazione d'acqua.

In base alle condizioni ambientali del sito e alla vita utile della struttura si determina pertanto la classe di esposizione del calcestruzzo. Dalla classe di esposizione dipenderanno infine:

- Rapporto acqua cemento della miscela di conglomerato cementizio;
- Contenuto minimo di cemento e tipologia dello stesso;
- Resistenza minima a compressione;
- Copriferro minimo e dettagli costruttivi.

Per le strutture in elevazione e di fondazione di Classe XC3 si hanno i seguenti valori limite:

- Massimo rapporto a/c = 0,55;
- Minima classe di resistenza C28/35;
- Minimo contenuto di cemento 320 kg/m³;
- Minimo copriferro: 35 mm (classe strutturale S6).

4.3 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI

4.3.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

4.3.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico acciaio armatura lenta $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.3 – NTC2008):

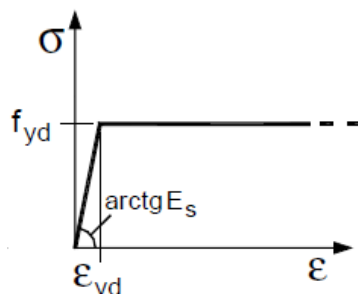


Figura 4.1 - Diagramma σ-ε acciaio

- Valore caratteristico della deformazione ultima $\epsilon_{uk} > 7.5 \%$

4.3.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

4.3.2.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA S355

La resistenza di calcolo dell'acciaio da carpenteria si assume pari a:

$$f_{yd} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

dove:

f_{yk} resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come riportato al §4.1.2.1 della presente relazione;

γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato.

Calcestruzzo

Resistenza a compressione di progetto (§4.1.2.1.1.1 – NTC2008):

- C28/35
- C30/37
- C45/55

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.2 – NTC2008):

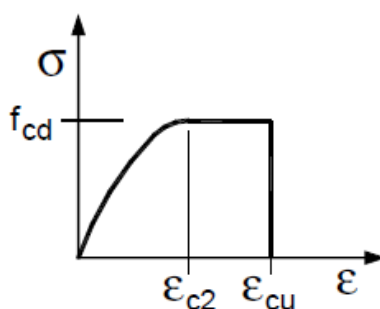


Figura 4.2 - Diagramma σ-ε calcestruzzo

con:

$\varepsilon_{c2} = 0,20 \%$

$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$

CAP. 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata effettuata a partire dalle considerazioni effettuate nell'elaborato del Progetto Definitivo Relazione Geotecnica, a cui si rimanda per maggiori dettagli. I valori dell'angolo di attrito sono stati assegnati a partire dai risultati delle prove SPT effettuate e alla luce di considerazioni effettuate a partire da documentazione reperita in letteratura.

Nella tabella seguente si riassumono i parametri del terreno adottati per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 5.1: Caratterizzazione geotecnica dei terreni

| <i>Terreno</i> | <i>γ (kN/m³)</i> | <i>ϕ (°)</i> | <i>E (MPa)</i> |
|------------------------|---|------------------------------|----------------|
| Copertura terrigena | 14 | 26 | 15 |
| Sabbie biancastre | 19 | 36 | 25 |
| Depositi calcarenitici | 20 | 41 | 50 |
| Calcari fratturati | 20 | 36 | 80 |

Nella tabella seguente si riporta l'andamento della stratigrafia considerato per effettuare la progettazione geotecnica delle fondazioni profonde. E' stata scelta una unica stratigrafia, caratterizzata dalle condizioni stratigrafiche più conservative, ovvero dal massimo spessore di riporti, copertura terrigena e sabbie biancastre e dal minimo spessore di depositi calcarenitici. Tenendo in considerazione che almeno in parte il terreno più superficiale sarà scavato per realizzare la platea e i plinti di fondazione, la stratigrafia adottata è la seguente.

Tabella 5.2: Stratigrafia di progetto per fondazioni profonde

| <i>Terreno</i> | <i>Spessore (m)</i> | <i>Da (m)</i> | <i>A (m)</i> |
|------------------------|---------------------|---------------|--------------|
| Copertura terrigena | 2,5 | 0 | 2,5 |
| Sabbie biancastre | 2 | 2,5 | 4,5 |
| Depositi calcarenitici | 3,5 | 4,5 | 8 |
| Calcari fratturati | - | 8 | END |

Per la progettazione geotecnica delle superficiali, in chiave conservativa, è stato considerato un unico terreno di fondazione, costituito dalla copertura terrigena dalle caratteristiche meccaniche più scadenti.

CAP. 6 CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo. Ai fini delle verifiche di sicurezza, effettuate con il metodo semi-probabilistico agli stati limite, i valori dei carichi qui di seguito riportati, vengono assunti come caratteristici per la determinazione delle azioni di progetto.

6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi componenti la struttura sono valutati in base alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti, qui di seguito riportati.

| | |
|-------------------------|------------------------|
| Acciaio | 78,5 kN/m ³ |
| Calcestruzzo armato | 25,0 kN/m ³ |
| Calcestruzzo non armato | 24,0 kN/m ³ |

Per quanto riguarda solai di copertura si ha:

Fabbricato Hangar. Corpo a "C"

Solaio alveolare precompresso 50 cm con soletta di completamento
in cemento armato (spessore 6 cm) 8,50 kN/m²

Fabbricato Hangar. Copertura reticolare

Pannelli di copertura coibentati 0,50 kN/m²

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Per quanto riguarda il solaio di copertura del Corpo a "C" del Fabbricato Hangar si ha:

Massetto, strati isolanti e impermeabilizzazione 1,70 kN/m²

6.3 CARICO DA SISMA

Le azioni sismiche orizzontali sono state calcolate attraverso lo spettro di risposta, definito dalla Normativa, in funzione della zona sismica del Comune di edificazione e della categoria del suolo.

In prima analisi si determina la vita utile della struttura, corrispondente alla vita di servizio già precedentemente adottata per la durabilità.

Nel caso in oggetto si assume $V_N = 100$ anni (Tab. 2.4.I - NTC2008) che corrisponde a grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Allo scopo di determinare il tempo di ritorno dell'azione sismica è ancora necessario definire la classe d'uso della struttura. A questo proposito si assume Classe IV dalla definizione dell'NTC2008 paragrafo 2.4.2. a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$ (Tab. 2.4.II - NTC2008).

Si ha pertanto una vita utile di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = 200$ anni.

Utilizzando il documento Excel SPETTRI-NTC v1.0.3 fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (scaricabile dal sito www.cslp.it), inserendo i dati della località, si sono ottenuti i valori dei parametri sismici riportati nella tabella che segue.

La struttura è situata in Comune di Grottaglie, Provincia di Taranto con Latitudine di 40,5402° e Longitudine di 17,4345°;

I parametri spettrali sono i seguenti:

Tabella 6.1: Parametri per la definizione della pericolosità sismica di base

| STATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
| SLD | 201 | 0,048 | 2,611 | 0,368 |
| SLV | 1898 | 0,082 | 2,974 | 0,441 |

Si assume un suolo di tipo B (Tab. 3.2.II - NTC2008) ed una categoria topografica T1 (Tab. 3.2.IV - NTC2008).

Spettri di risposta elastici orizzontali allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana (SLV) risultano quindi i seguenti:

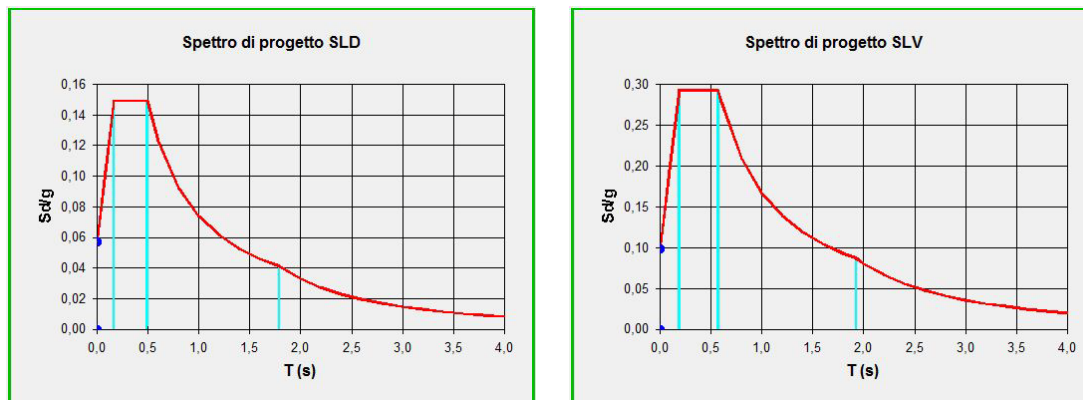


Figura 6.1 - Spettri di risposta elastici orizzontali allo SLD ed allo SLV

6.3.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica per ciascun fabbricato analizzato viene ricavato seguendo le indicazioni riportate al §7.3 delle NTC2008. Esso viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

6.3.1.1 Hangar Bay

Per le strutture dell'Hangar Bay è stato assunto il valore del fattore di struttura q pari ad 1,5. Tale valore rappresenta limite superiore raccomandato dall'Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1:2005) per comportamento poco dissipativo delle strutture in acciaio.

6.3.1.2 Corpo a "C"

Fabbricati che compongono corpo a "C" possono essere riconducibili ad un sistema a telaio. Per edifici in classe di duttilità bassa (CD"B") con sistema strutturale a telaio, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Per strutture regolari in pianta con sistema strutturale a telaio, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;

strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

A favore di sicurezza si assume per tutti i tre fabbricati che compongono corpo a "C" il rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

Il coefficiente di struttura dei fabbricati in esame risulta pertanto essere:

$$q = 3,6$$

6.4 CARICO DA VENTO

La determinazione delle azioni da vento richiede, in via preliminare, la valutazione di parametri in grado di caratterizzare il territorio oggetto dell'intervento e parametri capaci di tenere in conto le specificità orografiche della superficie sulla quale insisteranno le varie opere.

Il presente paragrafo caratterizza i parametri comuni alle strutture oggetto della presente relazione. Per la definizione dei parametri specifici, si rimanda ai paragrafi successivi dove vengono analizzate in dettaglio le strutture.

La velocità di base v_b caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione) riferito a un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. Per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, la velocità base di riferimento non dovrà essere assunta minore del valore dato dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata dalla Tabella 6.2 in funzione della zona (Figura 6.2) ove sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$
$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:

a_0, k_a sono parametri assegnati dalla Tabella 6.2 in funzione della zona (Figura 6.2) ove sorge la costruzione;

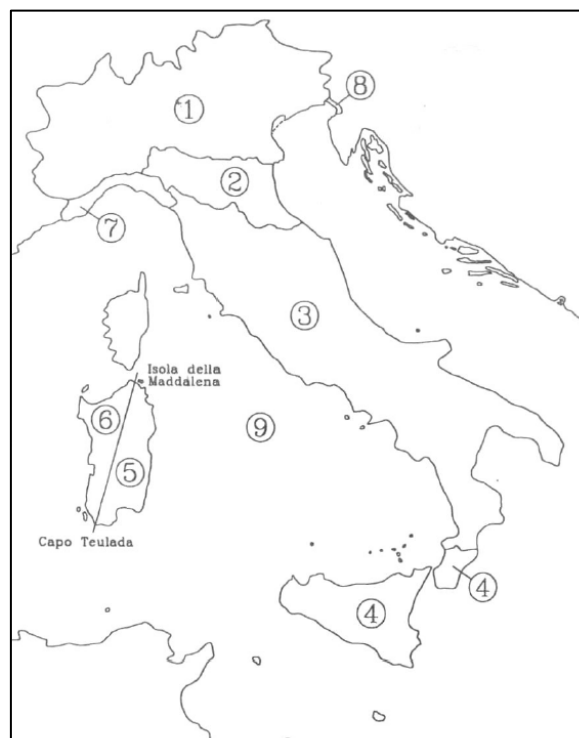
a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 6.2: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ (m/s) | a_0 (m) | k_a |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |

Figura 6.2 - Zone caratterizzate da diversi valori della velocità di riferimento



Nel caso in esame si ha:

Puglia, Zona 3

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_s = 68 \text{ m s.l.m.}$$

$$a_0 = 500 \text{ m s.l.m.}$$

$$k_a = 0,020 \text{ s}^{-1}$$

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$




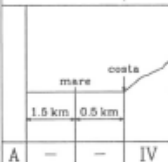
La classe di rugosità risulta essere la D (Tabella 6.3).

Tabella 6.3: Classi di rugosità del terreno

| Classi di rugosità | Descrizione |
|--------------------|---|
| A | Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m |
| B | Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva |
| C | Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D. |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

La categoria di esposizione risulta essere la II.

Tabella 6.4: Criterio di assegnazione della categoria di esposizione

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | ZONA 9 | |
|---|---|-----|-----|-----|-----|--|---------|
|  | | | | | |  | |
| A | — | IV | IV | V | V | A | — I |
| B | — | III | III | IV | IV | B | — I |
| C | — | * | III | III | IV | C | — I |
| D | I | II | II | II | III | D | I I |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | | |
| ZONA 6 | | | | | | ZONE 7,8 | |
|  | | | | | |  | |
| A | — | III | IV | V | V | A | — — IV |
| B | — | II | III | IV | IV | B | — — IV |
| C | — | II | III | III | IV | C | — — III |
| D | I | I | II | II | III | D | I II * |
| | | | | | | * Categoria II in zona 6 Categoria III in zona 7 | |

I valori dei parametri k_r , z_0 e z_{min} risultano quindi (Tabella 6.5):

$$k_r = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4,00 \text{ m}$$

Tabella 6.5: Valori dei parametri k_r , z_0 e z_{min}

| Categorie di esposizione del sito | k_r | z_0 (m) | z_{min} (m) |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

La pressione cinetica di riferimento del vento q_b è fornita dalla relazione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T_R)$$

dove:

ρ è la densità media di massa dell'aria pari a 1,25 kg/m³;

$v_b(T_R)$ è la velocità di riferimento di progetto.

Nel caso in esame si ha:

$$q_b = 455,63 \text{ N/m}^2$$

La pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot [7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)] \quad \text{per } z < z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot [7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

c_d è il coefficiente dinamico che viene cautelativamente assunto pari ad 1.

Nel caso in esame si ha:

$$p(c_e(z); c_p) = c_e(z) \cdot c_p \cdot 455,63 \frac{kN}{m^2}$$

6.5 CARICO DA NEVE

Il carico provocato dalla neve è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve;
 μ_i è un coefficiente di forma;
 q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];
 C_e è il coefficiente di esposizione;
 C_t è il coefficiente termico.

Il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo risulta per la Zona III (in cui ricade l'area interessata dall'intervento):

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione e quello termico sono assunti rispettivamente pari a 1.

Tabella 6.6: Valori C_e per diverse classi di topografia

| Topografia | Descrizione | C_e |
|-------------------|---|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti. | 0,9 |
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1,0 |
| Riparata | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti | 1,1 |

Il coefficiente di forma è assunto pari a 0,8.

Tabella 6.7: Valori del coefficiente di forma

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_i | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Il carico provocato dalla neve risulta quindi:

$$q_s = 0,48 \frac{kN}{m^2}$$

CAP. 7 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano le combinazioni di calcolo delle azioni utilizzate nelle differenti verifiche a partire dalle condizioni di carico.

7.1 CONDIZIONI DI CARICO

Al fine di definire le combinazioni di carico per il controllo dei singoli stati limite dei vari elementi strutturali, sono state definite le seguenti condizioni di carico:

G1,i Carichi permanenti strutturali;
G2,i Carichi permanenti non strutturali;
Qk,i Carichi variabili;
E Azione sismica.

Nel combinare le condizioni di carico, si è seguito quanto disposto nell'NTC2008 §2.5.3. Per i valori dei coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla tabella seguente (Tab. 2.5.I – NTC2008):

Tabella 7.1: Valore dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Categoria A Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H Coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

7.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo tale da risultare favorevoli ai fini delle singole verifiche.

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le combinazioni di carico definite nel paragrafo precedente.

Per la verifica dello stato limite ultimo si è adottata la seguente combinazione di calcolo delle azioni:

$$F_{d,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

In caso di sisma, l'azione sismica E è stata combinata con le altre azioni variabili nel modo seguente:

$$F_{d,E} = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

7.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)

Il controllo degli stati limite di esercizio è stato effettuato sulla base degli effetti delle seguenti combinazioni di carico:

$$F_{d,SLE,r} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$F_{d,SLE,f} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$F_{d,SLE,qp} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

le quali indicano rispettivamente alle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti.

CAP.8 MODELLI STRUTTURALI

Per l'analisi dello stato di sollecitazione, nelle differenti combinazioni di calcolo, sono stati utilizzati modelli semplificati 3D realizzati con il software SAP2000. I modelli realizzati hanno permesso di valutare il comportamento complessivo della struttura sia in caso statico che in caso sismico. Si riporta di seguito l'immagine tridimensionale del modello di calcolo del Corpo a "C".

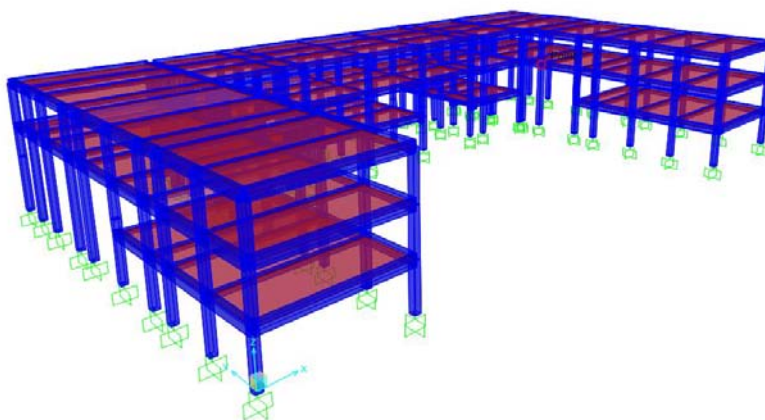


Figura 8.1 - Modello tridimensionale SAP2000 del Fabbricato Hangar. Corpo a "C"

Gli elementi trave e pilastro sono stati modellati con elementi di tipo beam ai quali è stata assegnata la sezione ed il materiali corrispondenti. I pilastri di tutti fabbricati analizzati, alla base presentano una condizione di vincolo incastro. I collegamenti tra le colonne e le travi trasversali e longitudinali sono realizzati in modo da realizzare un vincolo assimilabile ad un incastro e, di conseguenza, sono modellati come nodi di continuità.

Si precisa, che ai fini di modellazione con il software SAP2000 e delle successive analisi e verifiche, i tamponamenti del corpo a "C" realizzati con pannelli prefabbricati in CA non vengono considerati collaboranti.

I carichi a livello impalcato sono stati applicati direttamente agli elementi beam di piano. I nodi di sommità, a livello impalcato, sono stati collegati con diaframmi infinitamente rigidi, tali da garantire l'effettivo comportamento a piano rigido dell'impalcato stesso.

I solai del corpo a "C" sono stati analizzati al di fuori dei modelli realizzati con SAP2000. I carichi che li rappresentano e che essi sostengono sono stati applicati agli elementi beam rispettando l'orditura dei solai.

CAP.9 VERIFICHE STRUTTURALI

Nei paragrafi del presente capitolo che seguono si riportano le principali verifiche strutturali per diversi edifici e fabbricati previsti per la realizzazione del Programma Joint Strike Fighter.

Sono state eseguite le verifiche di sicurezza dei principali elementi strutturali nelle condizioni di sollecitazioni maggiori in due distinte condizioni:

analisi in condizioni statiche: valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni permanenti e variabili sia allo stato limite di esercizio (combinazione rara), sia allo stato limite ultimo (combinazione caratteristica);
analisi in condizioni sismiche: valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche (combinazione sismica).

Ai fini delle verifiche di sicurezza, effettuate con il metodo semi-probabilistico agli stati limite, i valori dei carichi, riportati nel capitolo 6, vengono assunti come caratteristici per la determinazione delle azioni di progetto.

9.1 HANGAR BAY

Fabbricato Hangar presenta dimensioni planimetriche inscrivibili in un rettangolo di dimensioni 86,70 m x 53,50 m circa. L'altezza massima è di circa 18,30 m in punto più alto della copertura reticolare dell'Hangar Bay.

Volume principale del Fabbricato Hangar è destinato ad Hangar Bay. Sui tre lati dell'Hangar Bay si sviluppa a "C" la rimanente parte del Fabbricato Hangar contenente locali tecnici, depositi ed uffici.

L'Hangar Bay presenta una pianta rettangolare con le dimensioni pari ai 54,00 m x 38,10 m circa. Lo spazio interno è sufficiente per ospitare tre velivoli. All'interno dell'Hangar Bay verrà installato un carroponente con la portata 10 t con lo scartamento pari ai 30,00 m circa.

Il sistema strutturale verticale è costituito da quattro pilastri circolari di diametro 1,50 m in sezione composta acciaio-calcestruzzo e da due ulteriori pilastri reticolari in acciaio di dimensioni pari ai 1,00 m x 1,00 m circa. I pilastri reticolari sostengono una delle vie di corsa del carroponente e le travi reticolari trasversali di bordo.

Le vie di corsa del carroponente sono realizzate con le travi reticolari in acciaio con interasse tra la corrente inferiore e quella superiore pari ai 2,00 m.

Trasversalmente le vie di corsa ed i pilastri che li sostengono sono collegati a quota del carroponente da due travi reticolari alte 2,00 m ed a quota di copertura dell'Hangar Bay da una struttura spaziale reticolare in acciaio di altezza variabile tra 3,40 m e 4,60 m circa.

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche strutturali principali riguardanti l'Hangar Bay.

9.1.1 COPERTURA RETICOLARE

La copertura reticolare dell'Hangar Bay è composta dalle travi reticolari bidimensionali disposti in modo da formare un graticcio spaziale con la maglia 6,20 m x 5,90 m. Le travi reticolari hanno l'altezza sagomata in modo da formare la copertura curvata nella direzione parallela alla facciata principale dell'Hangar. L'altezza delle travi reticolari varia dai 3,4 m circa ai 4,6 m circa.

9.1.1.1 ANALISI STRUTTURALE

Per l'analisi dello stato di sollecitazione nei vari elementi della copertura reticolare, nelle differenti combinazioni di calcolo, è stato creato un modello semplificato 3D realizzato con il software SAP2000. Si riporta di seguito l'immagine tridimensionale del modello di calcolo della copertura reticolare.

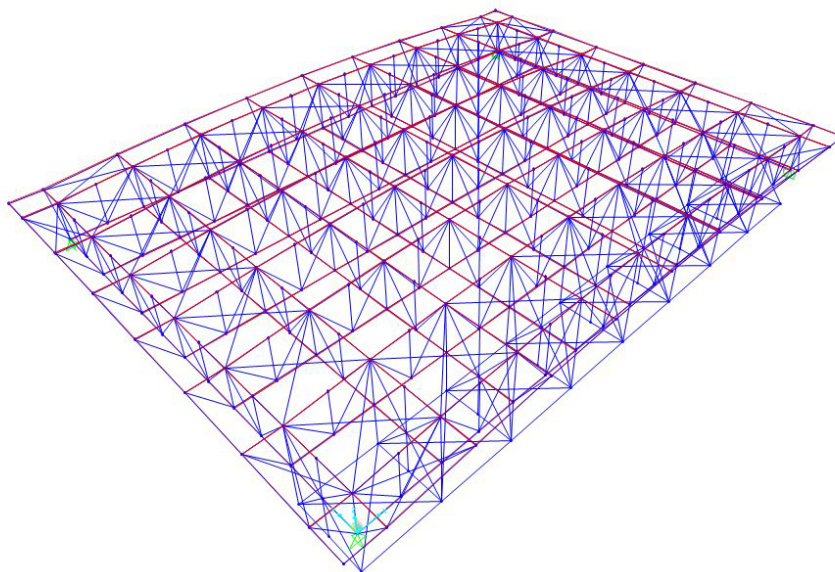


Figura 9.1 - Modello tridimensionale SAP2000 del Fabbricato Hangar. Copertura reticolare dell'Hangar Bay

In allegato si riportano i tabulati dell'input del modello della copertura dell'Hangar Bay.

9.1.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Le verifiche allo SLU sono state svolte con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche SAP2000. Tutti gli elementi della copertura risultano verificati.

In allegato si riportano i tabulati più significativi delle verifiche allo SLU della copertura dell'Hangar Bay.

9.1.1.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Le verifiche allo SLE sono state svolte con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche SAP2000. Tutti gli elementi della copertura risultano verificati.

In allegato si riportano i tabulati più significativi delle verifiche allo SLE della copertura dell'Hangar Bay.

Verifiche collegamenti bullonati

Le travi reticolari della copertura dell'Hangar Bay sono realizzate in officina suddividendole in più elementi da assemblare in opera con collegamenti bullonati. Per la realizzazione delle travi sono stati utilizzati profili ad ali larghe HE400B (travi reticolari R1-R2) e HE240B (travi reticolari R3-R4-R5-R6-R7).

L'unione asta-asta è realizzata in opera mediante flange bullonate. In questo paragrafo si riportano le verifiche dei collegamenti bullonati maggiormente sollecitati per entrambe le tipologie delle travi reticolari.

Verifica a taglio del collegamento bullonato nelle travi reticolari R1-R2

Di seguito si riporta la vista del collegamento bullonato.

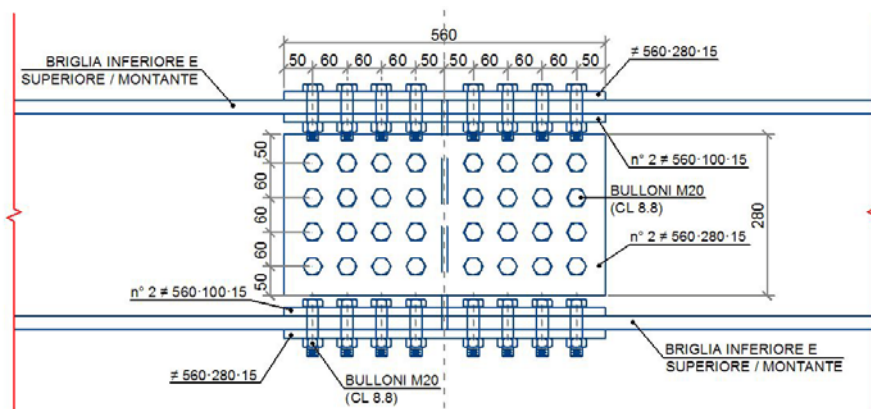


Figura 9.2 – Collegamento bullonato. Travi reticolari R1-R2

Il carico massimo assiale di progetto allo SLU ricavato con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche SAP2000 risulta:

$$N_{Ed}^{SLU} = 4204 \text{ kN}$$

La sollecitazione su ogni bullone vale quindi:

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{Ed}^{SLU}}{n_f \cdot n} = \frac{4204 \text{ kN}}{2 \cdot 32} = 65,69 \text{ kN}$$

dove:

$n_f = 2$ numero di piani di contatto interessati dal meccanismo di trasferimento dei carichi;

$n = 32$ numero dei bulloni del singolo piano di contatto su metà collegamento bullonato.

La resistenza a taglio di un singolo bullone vale:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,25} = 94,08 \text{ kN} > F_{V,Sd} = 65,69 \text{ kN}$$

dove:

$\alpha_V = 0,6$ coefficiente che tiene conto della classe di resistenza del bullone e della posizione dei piani di taglio in relazione al fatto che interessino o meno la parte filettata del gambo della vite. Per collegamento oggetto della verifica si ricorre ai bulloni di classe 8.8 e si ipotizza che piano di taglio passa per la parte filettata del gambo;

$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$ tensione di rottura della vite di classe 8.8;

$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$ area resistente del bullone M20;

$\gamma_{M_2} = 1,25$ coefficiente di sicurezza per la verifica della resistenza dei bulloni.

La verifica di resistenza a taglio dei bulloni risulta soddisfatta.

Verifica a rifollamento del collegamento bullonato nelle travi reticolari R1-R2

La resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}} = \frac{2,5 \cdot 0,794 \cdot 510 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm}}{1,25} \text{ dove:}$$

$k = \min\left(\frac{2,8 \cdot e_2/d_0 - 1,7}{2,5}; 2,5\right) = 2,5$;

$e_2 = 50 \text{ mm}$;

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

$d_0 = 21 \text{ mm}$;

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{f_{tb}}{f_{tk}} ; 1\right) = 0,794$;

$e_1 = 50 \text{ mm}$;

$d_0 = 21 \text{ mm}$;

$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$;

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura del materiale della piastra collegata. Per le piastre si adotta l'acciaio di classe S355;

$d = 20 \text{ mm}$ diametro nominale del gambo del bullone M20;

$t = 15 \text{ mm}$ spessore della piastra collegata.

La resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,3 \cdot 0,702 \cdot 510 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm}}{1,25} =$$

$$= 197,73 \text{ kN} > F_{V,Sd} = 65,69 \text{ kN}$$

dove:

$k = \min\left(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right) = 2,3$;

$p_2 = 60 \text{ mm}$;

$d_0 = 21 \text{ mm}$;

$\alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25 ; \frac{f_{tb}}{f_{tk}} ; 1\right) = 0,702$;

$p_1 = 60 \text{ mm}$;

$d_0 = 21 \text{ mm}$;

$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$;

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura del materiale della piastra collegata. Per le piastre si adotta l'acciaio di classe S355;

$d = 20 \text{ mm}$ diametro nominale del gambo del bullone M20;

$t = 15 \text{ mm}$ spessore della piastra collegata.

La verifica di resistenza a rifollamento risulta soddisfatta.

Verifica a taglio del collegamento bullonato nelle travi reticolari R3-R4-R5-R6-R7

Di seguito si riporta la vista del collegamento bullonato.

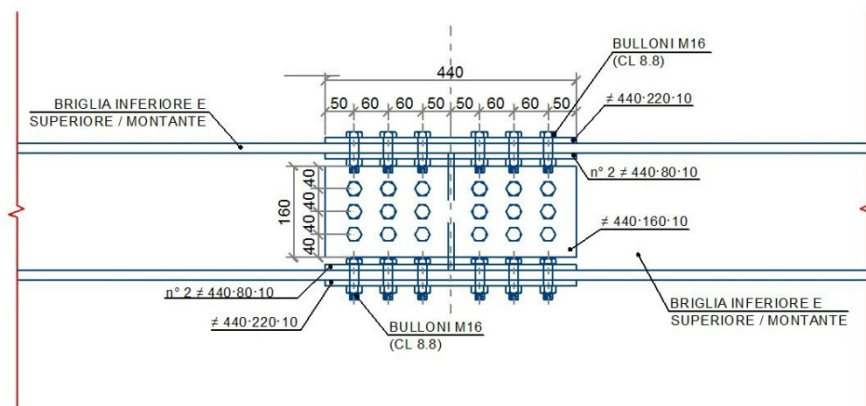


Figura 9.2 – Collegamento bullonato. Travi reticolari R3-R4-R5-R6-R7

Il carico massimo assiale di progetto allo SLU ricavato con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche SAP2000 risulta:

$$N_{Ed}^{SLU} = 2064 \text{ kN}$$

La sollecitazione su ogni bullone vale quindi:

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{Ed}^{SLU}}{n_f \cdot n} = \frac{2064 \text{ kN}}{2 \cdot 21} = 49,14 \text{ kN dove:}$$

$n_f = 2$ numero di piani di contatto interessati dal meccanismo di trasferimento dei carichi;

$n = 21$ numero dei bulloni del singolo piano di contatto su metà collegamento bullonato.

La resistenza a taglio di un singolo bullone vale:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 157 \text{ mm}^2}{1,25} = 60,29 \text{ kN} > F_{V,Sd} = 49,14 \text{ kN dove:}$$

$\alpha_V = 0,6$

coefficiente che tiene conto della classe di resistenza del bullone e della posizione dei piani di taglio in relazione al fatto che interessino o meno la parte filettata del gambo della vite. Per collegamento oggetto della verifica si ricorre ai bulloni di classe 8.8 e si ipotizza che piano di taglio passa per la parte filettata del gambo;

$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$

tensione di rottura della vite di classe 8.8;

$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$

area resistente del bullone M16;

$\gamma_{M_2} = 1,25$

coefficiente di sicurezza per la verifica della resistenza dei bulloni.

La verifica di resistenza a taglio dei bulloni risulta soddisfatta.

Verifica a rifollamento del collegamento bullonato nelle travi reticolari R3-R4-R5-R6-R7

La resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}} = \frac{2,5 \cdot 0,980 \cdot 510 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}}{1,25} =$$

$$= 160,00 \text{ kN} > F_{V,Sd} = 49,14 \text{ kN}$$

dove:

$$k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,5;$$

$$e_2 = 40 \text{ mm};$$

$$d_0 = 17 \text{ mm};$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1\right) = 0,980;$$

$$e_1 = 50 \text{ mm};$$

$$d_0 = 17 \text{ mm};$$

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa} ;$$

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura del materiale della piastra collegata. Per le piastre si adotta l'acciaio di classe S355;

$d = 16 \text{ mm}$ diametro nominale del gambo del bullone M16;

$t = 10 \text{ mm}$ spessore della piastra collegata.

La resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}} = \frac{1,6 \cdot 0,926 \cdot 510 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}}{1,25} =$$

$$= 96,41 \text{ kN} > F_{V,Sd} = 49,14 \text{ kN}$$

dove:

$$k = \min \left(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = 1,6 ;$$

$$p_2 = 40 \text{ mm} ;$$

$$d_0 = 17 \text{ mm} ;$$

$$\alpha = \min \left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25 ; \frac{f_{tb}}{f_{tk}} ; 1 \right) = 0,926 ;$$

$$p_1 = 60 \text{ mm} ;$$

$$d_0 = 17 \text{ mm} ;$$

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa} ;$$

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura del materiale della piastra collegata. Per le piastre si adotta l'acciaio di classe S355;

$d = 16 \text{ mm}$ diametro nominale del gambo del bullone M16;

$t = 10 \text{ mm}$ spessore della piastra collegata.

La resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni risulta:

$$F_{(b,Rd)} = (k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t) / \gamma_{(M_2)} = (1,6 \cdot 0,926 \cdot 510 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}) / 1,25 =$$

$$= 96,41 \text{ kN} > F_{(V,Sd)} = 49,14 \text{ kN}$$

dove:

$$k = \min \left(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = 1,6 ;$$

$$p_2 = 40 \text{ mm} ;$$

$$d_0 = 17 \text{ mm} ;$$

$$\alpha = \min \left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25 ; \frac{f_{tb}}{f_{tk}} ; 1 \right) = 0,926 ;$$

$$p_1 = 60 \text{ mm} ;$$

$$d_0 = 17 \text{ mm} ;$$

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa} ;$$

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura del materiale della piastra collegata. Per le piastre si adotta l'acciaio di classe S355;

d = 16 mm diametro nominale del gambo del bullone M16;

t = 10 mm spessore della piastra collegata.

La verifica di resistenza a rifollamento risulta soddisfatta.

9.1.2 PILASTRI IN SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

La copertura dell'Hangar Bay nonché la struttura a sostegno del carroponete ivi presente sono rette da quattro pilastri in sezione composta acciaio-calcestruzzo e da due ulteriori pilastri reticolari in acciaio. In questo paragrafo si riportano la descrizione geometrica e le verifiche strutturali di maggior rilievo relativi ai pilastri in sezione composta.

9.1.2.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

Pilastri in sezione composta acciaio-calcestruzzo sono del tipo "sezione circolare cava riempita di calcestruzzo". Pilastri hanno diametro pari ai 150 cm e sono armati nella direzione longitudinale da 50 \varnothing 24 e da staffe circolari \varnothing 10 disposti con passo 250 mm.

9.1.2.2 ANALISI STRUTTURALE

Analisi strutturali dei pilastri in sezione mista sono state svolte con ausilio del foglio di calcolo Excel prodotto in-house.

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati delle verifiche.

9.1.3 VIA DI CORSA DEL CARROPONTE

All'interno dell'Hangar Bay si prevede l'utilizzo di una gru a ponte bitrave con la portata 10 t. Si propone di realizzare le vie di corsa del carroponete con le travi in acciaio di profilo ad "I" ad ali parallele IPE500. Nei paragrafi che seguono si descrive lo schema statico adottato per le verifiche, metodologia di analisi e si riportano le verifiche svolte.

9.1.3.1 SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI

La trave-via di corsa è collegata tramite opportuni sistemi di vincolo alle mensole appositamente create lungo la corrente inferiore della trave reticolare in acciaio. Tale trave reticolare trasferisce le azioni prodotte dal carroponete ai pilastri dell'Hangar Bay e garantisce alle vie di corsa una necessaria rigidezza sia nel piano verticale che orizzontale.

Per quanto riguarda la flessione sul piano verticale e sul piano orizzontale, si considera a favore di sicurezza lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata. Per quanto riguarda la torsione, i collegamenti delle vie di corsa con le mensole impediscono la rotazione della sezione. La luce di calcolo assunta per le verifiche è pari ai 2,25 m.

Si effettuano le seguenti verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio:

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione flettente;

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione tagliante;

verifiche allo SLE di deformabilità.

9.1.3.2 AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE

Azioni verticali

Di seguito si riportano i valori di progetto delle azioni verticali trasmesse dalla ciascuna delle quattro ruote del carroponete alla via di corsa:

reazione massima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,max}$ 115,33 kN;

reazione minima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,min}$ 52,27 kN;

reazione massima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,max}$ 58,15 kN;

reazione minima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,min}$ 50,60 kN.

Azioni orizzontali

Dal produttore del carroponente sono stati forniti i seguenti valori massimi dei carichi orizzontali statici trasmesse dalle ruote alle vie di corsa:

| | |
|--|--------------------------|
| azione orizzontale longitudinale massima trasmessa da una coppia | di ruote alla via di |
| corsa, HL | $\pm 15,40 \text{ kN}$; |
| azione orizzontale trasversale massima trasmessa da una singola | ruota alla via di |
| corsa, HT | $\pm 10,79 \text{ kN}$. |

9.1.3.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Verifica a taglio

$$N_{Ed}^{SLU} = 23,10 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 173,00 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 16,19 \text{ kN}$$

$$M_{22,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a taglio del profilo IPE500 risulta essere:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{59,90 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1169,24 \text{ kN} > V_{22,Ed}^{SLU} = 173,00 \text{ kN}$$

dove

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 59,90 \text{ cm}^2$$

La sezione risulta verificata.

Verifica a flessione

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU nella configurazione che massimizza l'azione flettente sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 23,10 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 97,31 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{22,Ed}^{SLU} = 9,10 \text{ kNm}$$

I bassi o nulli valori delle azioni N_{Ed} , $V_{22,Ed}$, $V_{33,Ed}$ e $M_{22,Ed}$ permettono considerare la sezione soggetta alle sole azioni e $M_{33,Ed}$.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione IPE500 vale:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 741,78 \text{ kN} > M_{33,Ed}^{SLU} = 97,31 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.

9.1.3.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Verifica di deformazione verticale

$$\delta_{z,max} = \frac{Q_{r,max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{115,33 \text{ kN} \cdot (2,25 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 48200 \text{ cm}^4} = 0,3 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{2,50 \text{ m}}{600} = 3,8 \text{ mm}$$

La sezione risulta verificata.

Verifica di deformazione orizzontale

A favore di sicurezza si considerano carichi H_T delle due ruote del carroponete concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. Lo spostamento massimo orizzontale risulta allora:

$$\delta_{h,max} = \frac{2 \cdot H_T \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2 \cdot 10,79 \text{ kN} \cdot (2,25 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 2142 \text{ cm}^4} = 1,1 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{2,25 \text{ m}}{600} = 3,8 \text{ mm}$$

La sezione risulta verificata.

9.1.3.5 TRAVE RETICOLARE DELLA VIA DI CORSA DEL CARROPONTE

Le vie di corsa del carroponete sono sostenute da due travi reticolari in acciaio alle quali sono collegate lungo la corrente inferiore interna rispetto all'Hangar Bay. Le travi reticolari hanno una luce pari ai 49,60 m.

Le correnti (sia quelli superiori che quelli inferiori) delle travi reticolari sono realizzati con profili ad "H" ad ali larghe HE30M. Le correnti sono disposti con un interasse verticale pari ai 2,00 m e con un interasse orizzontale pari ad un metro. Gli elementi verticali sono realizzati con profili ad "H" ad ali larghe HE300B. Le diagonali sono realizzati con profili angolari ad ali uguali 100 x 10 mm.

Le correnti inferiori interne rispetto all'Hangar Bay sono provviste di mensole sulle quali poggiano le vie di corsa del carroponete opportunamente vincolate alle mensole stesse. Nei paragrafi che seguono si descrive lo schema statico adottato per le verifiche, metodologia di analisi e si riportano le verifiche svolte.

9.1.3.6 SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI

La trave reticolare trasferisce le azioni prodotte dal carroponete ai pilastri dell'Hangar Bay e garantisce alle vie di corsa una necessaria rigidità sia nel piano verticale che orizzontale. La trave è collegata ai pilastri dell'Hangar Bay sia a livello delle correnti superiori, sia a livello delle correnti inferiori.

Per quanto riguarda la flessione sul piano verticale e sul piano orizzontale, si considera a favore di sicurezza lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata. La luce di calcolo è stata assunta pari all'interasse dei pilastri dell'Hangar Bay, ovvero 49,60 m.

Si effettuano le seguenti verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio:

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione flettente;
verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione tagliante;
verifiche allo SLE di deformabilità.

9.1.3.7 AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE

Azioni verticali

Di seguito si riportano i valori di progetto delle azioni verticali trasmesse dalla ciascuna delle quattro ruote del carroponete alla via di corsa:

reazione massima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,max}$ 115,33 kN;
reazione minima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,min}$ 52,27 kN;
reazione massima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,max}$ 58,15 kN;
reazione minima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,min}$ 50,60 kN.
Inoltre, si considera il peso proprio della via di corsa realizzata in profilo ad "I" ad ali parallele IPE500:
peso proprio via di corsa, $g_{1,VDC}$ 0,89 kN;

Azioni orizzontali

Dal produttore del carro ponte sono stati forniti i seguenti valori massimi dei carichi orizzontali statici trasmesse dalle ruote alle vie di corsa:

azione orizzontale longitudinale massima trasmessa da una coppia di ruote alla via di corsa, HL $\pm 15,40$ kN;
azione orizzontale trasversale massima trasmessa da una singola ruota alla via di corsa, HT $\pm 10,79$ kN.

9.1.3.8 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Verifica di deformazione verticale

Si considera carico $Q_{r,max}$ concentrato in un unico punto in mezzzeria della trave reticolare. A favore di sicurezza, si considera resistente nei confronti dell'azione flettente la metà della trave reticolare e, inoltre, si trascura la collaborazione offerta da elementi diagonali e quelli verticali della trave reticolare.

La freccia massima dovuta ai carichi verticali risulta allora:

$$\begin{aligned}\delta_{z,max} &= \frac{2 \cdot Q_{r,max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} + \frac{5 \cdot g_{1,VDC} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2 \cdot 115,33 \text{ kN} \cdot (49,60 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 6062000 \text{ cm}^4} + \\ &+ \frac{5 \cdot 0,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (49,60 \text{ m})^4}{384 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 6062000 \text{ cm}^4} = 46,1 \text{ mm} + 5,5 \text{ mm} = 51,6 \text{ mm} < \\ &< \frac{L}{600} = \frac{49,60 \text{ m}}{600} = 82,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dove il momento d'inerzia della trave reticolare si trova dalla seguente formula:

$$I_y = 2 \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 2 \cdot 303,1 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{200 \text{ cm}}{2}\right)^2 = 6062000 \text{ cm}^4$$

La sezione risulta verificata.

Verifica di deformazione orizzontale

A favore di sicurezza si considerano carichi HT delle due ruote del carro ponte concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. A favore di sicurezza, si considera resistente nei confronti dell'azione flettente la metà della trave reticolare e, inoltre, si trascura la collaborazione offerta da elementi diagonali e quelli orizzontali della trave reticolare.

Lo spostamento massimo orizzontale risulta allora:

$$\begin{aligned}\delta_{h,max} &= \frac{2 \cdot H_T \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2 \cdot 10,79 \text{ kN} \cdot (49,60 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 1515500 \text{ cm}^4} = 17,2 \text{ mm} < \\ &< \frac{L}{600} = \frac{49,60 \text{ m}}{600} = 82,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dove il momento d'inerzia della trave reticolare si trova dalla seguente formula:

$$I_y = 2 \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 2 \cdot 303,1 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{100 \text{ cm}}{2}\right)^2 = 1515500 \text{ cm}^4$$

La sezione risulta verificata.

9.2 - CORPO A "C"

Fabbricato Hangar presenta dimensioni planimetriche inscrivibili in un rettangolo di dimensioni 86,70 m x 53,50 m circa. L'altezza massima è di circa 18,30 m in punto più alto della copertura reticolare dell'Hangar Bay.

Volume principale del Fabbricato Hangar è destinato ad Hangar Bay. Sui tre lati dell'Hangar Bay si sviluppa a "C" la rimanente parte del Fabbricato Hangar contenente locali tecnici, depositi ed uffici. Questa parte del Fabbricato Hangar viene suddivisa da due giunti di dilatazione in tre corpi indipendenti di forma rettangolare. Due corpi laterali hanno dimensioni 53,50 m x 15,50 m circa. Corpo intermedio ha dimensioni 54,00 m x 15,50 m circa.

Strutturalmente i tre corpi consistono in una successione di portali paralleli tra loro, disposti con interasse variabile tra 3,00 m e 10,00 m. Portali dei due corpi laterali sono formati da due colonne collegati nella direzione longitudinale dei corpi dalle travi di bordo alte 100 cm e nella direzione trasversale dalle travi in spessore del solaio. I solai sono formati dai pannelli alveolari precompressi prefabbricati di luce pari ai 15,50 m e di altezza pari ai 50 cm con 6 cm di getto di completamento. I solai realizzati in questo modo hanno una duplice funzione: realizzare una superficie regolare e costituire un vincolo di diaframma rigido nel piano.

Portali del corpo intermedio sono formati da due colonne esterne e da ulteriori due colonne interne collegati nella direzione longitudinale del corpo dalle travi di bordo nonché internamente dalle travi in spessore del solaio. Le travi principali a sostegno del solaio alveolare collegano i pilastri nella direzione trasversale rispetto allo sviluppo del corpo intermedio. Le travi principali hanno sezione pari ai 100 cm x 60 cm. I solai sono formati dai pannelli alveolari precompressi prefabbricati di luce variabile dai 3,00 m ai 10,00 m e di altezza pari ai 50 cm con 6 cm di getto di completamento. I solai realizzano una superficie regolare e costituiscono un vincolo di diaframma rigido nel piano.

Le azioni orizzontali, che agiscono sull'edificio in direzione longitudinale e trasversale, vengono equilibrate mediante un vincolo assimilabile ad un incastro alla base delle colonne. I collegamenti tra le colonne e le travi trasversali e longitudinali sono realizzati in modo da realizzare un vincolo assimilabile ad un incastro. In entrambe le direzioni la rigidezza e la resistenza nei confronti delle forze orizzontali risulta quindi affidata completamente ai portali.

Le colonne a sezione costante di dimensioni 700 mm x 700 mm sono realizzate in cemento armato.

Per rispettare il requisito di protezione antincendio di classe di resistenza al fuoco REI180 tutti elementi strutturali in C.A./C.A.P. hanno un copriferro di 6 cm.

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche svolte di maggior rilievo.

9.2.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Allo Stato Limite di Danno si verifica che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali con tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori al limite indicato nel seguito:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,10 \cdot h$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore;
 h è l'altezza del piano.

Con ausilio del software di calcolo SAP2000, si effettua la verifica in entrambe le direzioni X e Y, considerando i valori massimi dello spostamento derivanti dall'analisi delle varie combinazioni di carico allo SLD.

Nel caso dei fabbricati analizzati l'altezza di calcolo del piano risulta essere:

$$h = 5 \text{ m}$$

I spostamenti massimi interpiano di progetto sono seguenti:

$$d_{r,x} = 16 \text{ mm} < 0,10 \cdot 5 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

$$d_{r,y} = 8 \text{ mm} < 0,10 \cdot 5 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

Le verifiche allo Stato Limite di Danno sono soddisfatte.

9.2.2 VERIFICA A MARTELLAMENTO

I valori di spostamenti massimi in entrambe le direzioni X e Y sono stati ricavati con ausilio del software di calcolo SAP2000 allo Stato Limite Ultimo con carichi in combinazione sismica. Nella condizione più sfavorevole, le parti componenti l'edificio completo si muovono in opposizione di fase.

I giunti sismici previsti tra diversi fabbricati del copro a "C" devono permettere movimento massimo nella direzione X. I spostamenti massimi dei diversi fabbricati sono seguenti:

$$d_{x,max,1} = d_{eX,max,1} \cdot q = 96 \text{ mm}$$

$$d_{x,max,2} = d_{eX,max,2} \cdot q = 42 \text{ mm}$$

$$d_{x,max,3} = d_{eX,max,3} \cdot q = 95 \text{ mm}$$

La dimensione minima del giunto è quindi:

$$l_{min} = d_{x,max,1} + d_{x,max,2} = 138 \text{ mm}$$

Si ricorre ai giunti con $l = 250 \text{ mm}$.

9.2.3 SOLAI

L'impalcato è costituito da pannelli del tipo Neocem in calcestruzzo armato precompresso con trefoli aderenti, alleggeriti da alveoli longitudinali e con intradosso piano. Nel caso dei due fabbricati laterali gli elementi prefabbricati verranno disposti in senso trasversale rispetto allo sviluppo planimetrico dei fabbricati, appoggiati sulle travi principali di bordo disposte in direzione longitudinale. Invece, nel caso del fabbricato intermedio del corpo a "C" gli elementi prefabbricati verranno disposti in senso longitudinale, appoggiati sulle travi principali disposte in direzione trasversale.

9.2.3.1 MATERIALI

Per la realizzazione dei solai verranno impiegati seguenti materiali:
calcestruzzo per pannelli di classe C45/55 con $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$;

calcestruzzo per getti in opera di classe C45/55 $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$;

acciaio da precompressione nei pannelli prefabbricati: trecce e trefoli in acciaio da cemento armato precompresso con $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$;

acciaio per cemento armato di classe B450C con $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$ in barre ad aderenza migliorata controllato in stabilimento.

Descrizione geometrica

I solai del corpo a "C" hanno le luci variabili dai 3,00 m nel fabbricato intermedio fino ai 15,50 m nei fabbricati laterali. Gli elementi prefabbricati di solaio utilizzati hanno altezza pari ai 50 cm e sono completati da una cappa armata di spessore 6 cm.

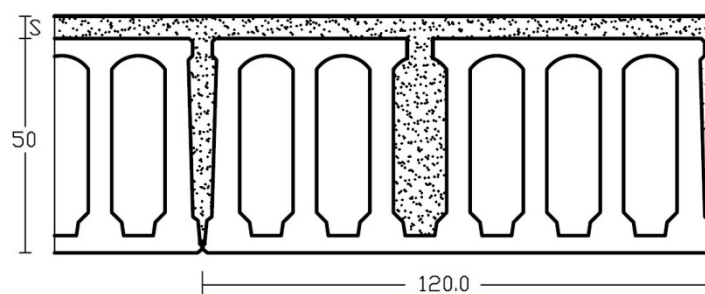


Figura 9.1 – Sezione del pannello prefabbricato del solaio di tipo Neocem SH50

9.2.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo del pannello prefabbricato è stato condotto per un pannello di larghezza pari a 1 m calcolato come trave semplicemente appoggiata.

Analisi dei carichi

Solaio maggiormente sollecitato risulta essere quello della copertura. Di seguito vengono riportati i carichi gravanti sulla copertura del corpo a "C":

| | |
|--|----------------------------|
| peso proprio solaio: | 8,50 kN/m ² ; |
| peso proprio manto di copertura | 1,70 kN/m ² ; |
| carico variabile | 7,50 kN/m ² ; |
| carico variabile da neve | 0,48 kN/m ² ; |
| carico variabile da vento (con $z = 15,00 \text{ m}$ e $c_{pe} = -0,4$) | - 0,48 kN/m ² . |

9.2.3.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Le sollecitazioni massime dovute sia ai carichi permanenti che a quelli accidentali nei solai analizzati di luce massima pari ai 15,50 m sono le seguenti:

$$M_{Ed}^{SLU} = 761 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = 189 \text{ kN}$$

I valori riportati fanno riferimento alle strisce del solaio di larghezza pari ad 1,00 m.

Verifica a flessione

Per le verifiche a flessione allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>). Con ausilio del software "VCASLU" è stata modellata la porzione caratteristica del pannello prefabbricato larga 18 cm. I pannelli prefabbricati precompressi sono armati con

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

trefoli A93 (1/2"). A favore di sicurezza non è stata considerata l'armatura ordinaria. Di seguito vengono riportati la schermata del software "VCASLU" ed il dominio di resistenza della sezione considerata.

Figura 9.2 – Verifica a flessione allo SLU del pannello prefabbricato di tipo Neocem SH50

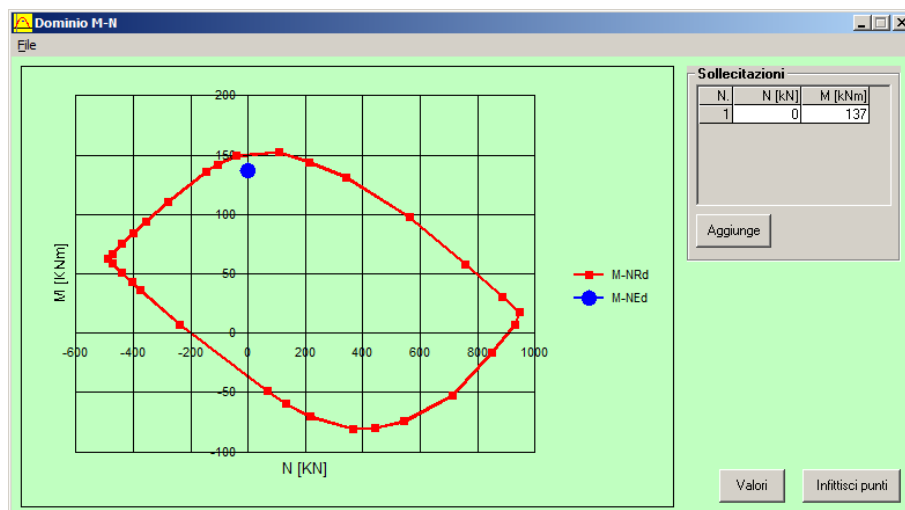


Figura 9.3 – Dominio di resistenza a flessione allo SLU della sezione caratteristica del pannello prefabbricato di tipo Neocem SH50

Il momento resistente allo SLU riferito alla sezione larga 1,00 m risulta:

$$M_{Rd}^{SLU} = (152,6 \text{ kNm}) / (0,18 \text{ m}) = 848 \text{ kNm} > M_{Ed}^{SLU} = (136,98 \text{ kNm}) / (0,18 \text{ m}) = 761 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio allo stato limite ultimo è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Il taglio resistente allo SLU riferito alla sezione larga 1,00 m risulta:

$$V_{Rd}^{SLU} = (38 \text{ kNm}) / (0,18 \text{ m}) = 211 \text{ kNm} > V_{Ed}^{SLU} = (34,02 \text{ kNm}) / (0,18 \text{ m}) = 189 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta. Si prevede la posa dell'armatura minima a taglio. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

9.2.3.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Le sollecitazioni massime dovute sia ai carichi permanenti che a quelli accidentali nei solai analizzati di luce massima pari ai 15,50 m sono le seguenti:

$$M_{Ed}^{SLE} = 544 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = 139 \text{ kN}$$

I valori riportati fanno riferimento alle strisce caratteristiche del solaio di larghezza pari ad 1,00 m.

Verifica a flessione

Per la verifica a flessione allo Stato Limite di Esercizio è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

La verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio allo Stato Limite di Esercizio è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

La verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

9.2.4 TRAVI 100 CM X 70 CM

Le travi di sezione 100 cm x 60 cm rappresentano principali elementi orizzontali portanti del corpo a "C" ed, insieme con pilastri, vanno a formare i portali dei tre fabbricati. Inoltre, nei fabbricati sono state utilizzate le travi di bordo di medesima sezione.

Le sollecitazioni nelle travi per le diverse combinazioni di carico (sia statiche che sismiche) sono state calcolate con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche "SAP2000". Per le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU". Inoltre, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel prodotti in-house, i quali sono stati tutti verificati mediante casi studio reperiti in bibliografia.

9.2.4.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

Di seguito viene riportata la schermata del software "VCASLU" che offre una descrizione geometrica della sezione delle travi 100 cm x 60 cm. La luce delle travi nei tre fabbricati che compongono corpo a "C" varia dai 3,00 m ai 15,50 m. Si prevede l'utilizzo dell'armatura longitudinale ordinaria disposta sui quattro livelli. Superiormente vengono posizionati 2 x 7 \square 22 mm ed inferiormente – 2 x 7 \square 24 mm.

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 100x60 28D22-24

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 60 | 100 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 26,61 | 7,1 |
| 2 | 26,61 | 13,1 |
| 3 | 31,67 | 86,8 |
| 4 | 31,67 | 92,8 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ 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} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

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

Tipo sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 9.4 – Trave 100 cm x 60 cm. Verifica a flessione positiva allo SLU

9.2.4.2 ANALISI STRUTTURALE

Con il "SAP2000" è stato modellato l'intero corpo a "C". I collegamenti tra le colonne e le travi trasversali e longitudinali sono realizzati in modo da ottenere un vincolo assimilabile ad un incastro e, di conseguenza, sono modellati come nodi di continuità. Con ausilio del "SAP2000" sono state ottenute le sollecitazioni nelle travi per le diverse combinazioni di carico (sia statiche che sismiche).

9.2.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono le seguenti:

$$M_{(Ed,Max)}^{SLU} = 819 \text{ kNm}$$

$$M_{(Ed,Min)}^{SLU} = -1253 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{SLU} = 864 \text{ kN}$$

Verifica a flessione positiva

Per le verifiche a flessione positiva allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>). Con ausilio del software "VCASLU" è stata modellata la sezione della trave 100 cm x 60 cm. Di seguito viene riportato il dominio di resistenza della sezione considerata.

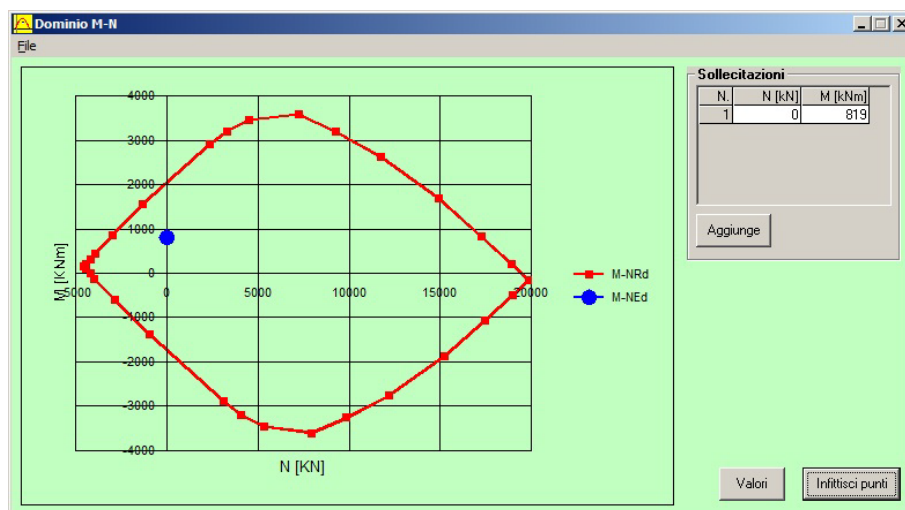


Figura 9.5 – Trave 100 cm x 60 cm. Dominio di resistenza a flessione positiva

Il momento resistente a flessione positiva allo SLU risulta:

$$M_{(Rd,Max)}^{SLU} [= 2076 \text{ kNm} > M_{(Ed,Max)}^{SLU} = 819 \text{ kNm}]$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a flessione negativa

Per le verifiche a flessione negativa allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>). Con ausilio del software "VCASLU" è stata modellata la sezione della trave 100 cm x 60 cm. Di seguito vengono riportati la schermata del software "VCASLU" ed il dominio di resistenza della sezione considerata.

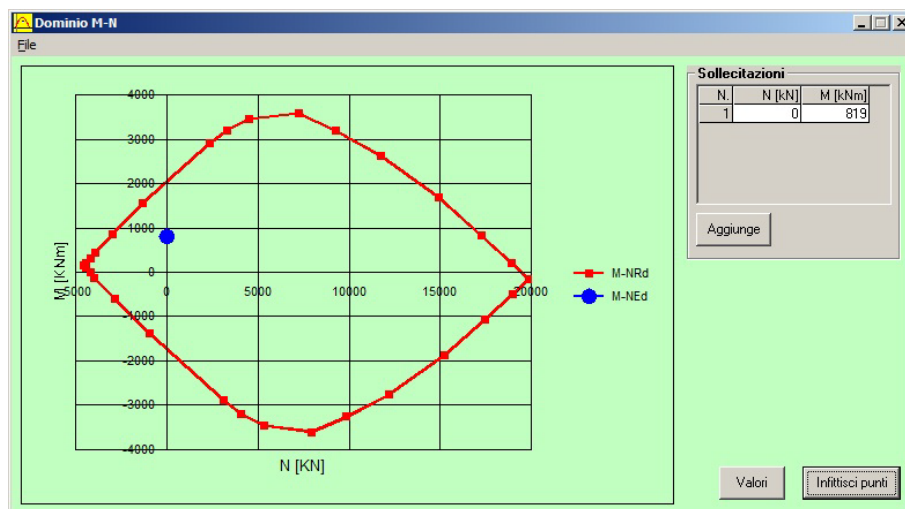


Figura 9.6 – Trave 100 cm x 60 cm. Verifica a flessione negativa allo SLU

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 100x60 28D22-24

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **4** Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 60 | 100 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 26,61 | 7,1 |
| 2 | 26,61 | 13,1 |
| 3 | 31,67 | 86,8 |
| 4 | 31,67 | 92,8 |

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **0** kN
 M_{xEd} **-1253** kNm
 M_{yEd} **0** kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **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} **-1.771** kNm
 σ_c **-25,5** N/mm²
 σ_s **391,3** N/mm²
 ε_c **3,5** ‰
 ε_s **23,96** ‰
 d **92,9** cm
 x **11,84** x/d **0,1275**
 δ **0,7**

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 9.7 – Trave 100 cm x 60 cm. Dominio di resistenza a flessione negativa

Il momento resistente a flessione negativa allo SLU risulta:

$$M_{Rd,Min}^{SLU} = -1771 \text{ kNm} < M_{Ed,Min}^{SLU} = -819 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio allo stato limite ultimo è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Il taglio resistente allo SLU risulta:

$$V_{Rd}^{SLU} = 975 \text{ kNm} > V_{Ed}^{SLU} = 864 \text{ kNm}$$

Con le staffe Ø14 mm a 2 braccia disposte con il passo 10 cm in corrispondenza del tratto maggiormente sollecitato a taglio, la verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

9.2.4.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Sono state eseguite le seguenti verifiche allo SLE:

verifica di deformabilità;

verifica di fessurazione.

Verifica di deformabilità

Elemento maggiormente sollecitato a flessione allo SLE risulta essere la trave di bordo di luce 15,50 m. A favore di sicurezza si considera la trave semplicemente appoggiata. Unico carico di cui soggetta la trave è il seguente:

peso pannelli di tamponamento: 41,25 kN/m;

$$\delta_{G_1+G_2}^{SLE}(t=0) = \delta_{tot}^{SLE}(t=0) = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{41,25 \frac{kN}{m} \cdot (15,50 m)^4}{36 GPa \cdot 7317975 cm^4} = 11,8 mm$$

Infine, la deformazione a lungo termine risulta:

$$\begin{aligned} \delta_{tot}^{SLE}(t \rightarrow \infty) &= \delta_{G_1+G_2}^{SLE}(t=0) \cdot (1 + \varphi) = 11,8 mm \cdot (1 + 2) = \\ &= 35,3 mm < \frac{L}{250} = \frac{15,50 m}{250} = 62 mm \end{aligned}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica di fessurazione

Per la verifica di fessurazione è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

La verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

9.2.5 - VIA DI CORSA PER CARROPONTE DA 8 T

Per il locale "Power Plant Shop" si prevede l'utilizzo di una gru a ponte bitrave con la portata 8 t. Si propone di realizzare le vie di corsa del carroponete con le travi in acciaio di profilo ad "H" ad ali larghe HE400B. Nei paragrafi che seguono si descrive lo schema statico adottato per le verifiche, metodologia di analisi e si riportano le verifiche svolte.

9.2.5.1 SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI

La trave poggia sulle mensole dei pilastri alle quali è collegata mediante opportuni sistemi di vincolo. Per quanto riguarda la flessione sul piano verticale e sul piano orizzontale, si considera a favore di sicurezza lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata. Per quanto riguarda la torsione, i collegamenti delle vie di corse con le mensole dei pilastri impediscono la rotazione della sezione. La luce di calcolo assunta per le verifiche è pari ai 7,00 m.

Si effettuano le seguenti verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio:

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione flettente;

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione tagliante;

verifiche allo SLE di deformabilità.

9.2.5.2 AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE

Azioni verticali

Di seguito si riportano i valori di progetto delle azioni verticali trasmesse dalla ciascuna delle quattro ruote del carroponete alla via di corsa:

reazione massima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,max}$ 64,14 kN;

reazione minima sulla singola ruota in presenza di carico, Q_{rmax} 17,06 kN;
reazione massima sulla singola ruota senza carico, Q_{rmin} 19,42 kN;
reazione minima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,min}$ 14,71 kN.

Azioni orizzontali

Dal produttore del carroponente sono stati forniti i seguenti valori massimi dei carichi orizzontali statici trasmesse dalle ruote alle vie di corsa:

azione orizzontale longitudinale massima trasmessa da una coppia di ruote alla via di corsa, HL $\pm 7,85$ kN;
azione orizzontale trasversale massima trasmessa da una singola ruota alla via di corsa, HT $\pm 5,49$ kN.

9.2.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Verifica a taglio

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU nella configurazione che massimizza l'azione tagliante sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 11,78 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 162,57 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 3,18 \text{ kN}$$

$M_{22,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$ La resistenza di calcolo a taglio del profilo HE340B risulta essere:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69,98 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1366,01 \text{ kN} > V_{22,Ed}^{SLU} = 162,57 \text{ kN}$$

dove

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 69,98 \text{ cm}^2$$

La sezione risulta verificata.

Verifica a flessione

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU nella configurazione che massimizza l'azione flettente sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 11,78 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 100,71 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 216,53 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 5,06 \text{ kN}$$

$$M_{22,Ed}^{SLU} = 6,84 \text{ kNm}$$

I bassi valori delle azioni N_{Ed} , $V_{33,Ed}$ e $M_{22,Ed}$ permettono considerare la sezione soggetta alle sole azioni $V_{22,Ed}$ e $M_{33,Ed}$. Inoltre, essendo

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 100,71 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{C,Rd} = 683,00 \text{ kN}$$

si può trascurare anche l'azione tagliante nel piano dell'anima.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione HE340B vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 1092,72 \text{ kN} > M_{33,Ed}^{SLU} = 216,53 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.

9.2.5.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Verifica di deformazione verticale

A favore di sicurezza si considerano carichi $Q_{r,max}$ delle due ruote del carro ponte concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. La freccia massima dovuta ai carichi verticali risulta allora:

$$\delta_{z,max} = \frac{2 \cdot Q_{r,max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2 \cdot 64,14 \text{ kN} \cdot (7,00 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 57680 \text{ cm}^4} = 7,6 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{7,00 \text{ m}}{600} = 11,7 \text{ mm}$$
 La sezione risulta verificata.

Verifica di deformazione orizzontale

A favore di sicurezza si considerano carichi HT delle due ruote del carro ponte concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. Lo spostamento massimo orizzontale risulta allora:

$$\delta_{h,max} = \frac{2 \cdot H_T \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2 \cdot 5,49 \text{ kN} \cdot (7,00 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 10820 \text{ cm}^4} = 3,5 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{7,00 \text{ m}}{600} = 11,7 \text{ mm}$$

La sezione risulta verificata.

9.2.6 VIA DI CORSA PER CARROPONTE DA 2 T

Per il locale "Ame Gun" si prevede l'utilizzo di una gru a ponte bitrave con la portata 2 t. Si propone di realizzare le vie di corsa del carro ponte con le travi in acciaio di profilo ad "H" ad ali larghe HE300B. Nei paragrafi che seguono si descrive lo schema statico adottato per le verifiche, metodologia di analisi e si riportano le verifiche svolte.

9.2.6.1 SCHEMA STATICO E METODOLOGIA DI ANALISI

La trave poggia sulle mensole dei pilastri alle quali è collegata mediante opportuni sistemi di vincolo. Per quanto riguarda la flessione sul piano verticale e sul piano orizzontale, si considera a favore di sicurezza lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata. Per quanto riguarda la torsione, i collegamenti delle vie di corse con le mensole dei pilastri impediscono la rotazione della sezione. La luce di calcolo assunta per le verifiche è pari ai 7,00 m.

Si effettuano le seguenti verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio:

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione flettente;

verifiche allo SLU di resistenza nei confronti dell'azione tagliante;

verifiche allo SLE di deformabilità.

9.2.6.2 AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE

Azioni verticali

Di seguito si riportano i valori di progetto delle azioni verticali trasmesse dalla ciascuna delle quattro ruote del carro ponte alla via di corsa:

reazione massima sulla singola ruota in presenza di carico, $Q_{r,max}$ 21,77 kN;

reazione minima sulla singola ruota in presenza di carico, Q_{rmax} 9,78 kN;

reazione massima sulla singola ruota senza carico, Q_{rmin} 10,37 kN;

reazione minima sulla singola ruota senza carico, $Q_{r,min}$ 9,42 kN.

Azioni orizzontali

Dal produttore del carroponente sono stati forniti i seguenti valori massimi dei carichi orizzontali statici trasmesse dalle ruote alle vie di corsa:

azione orizzontale longitudinale massima trasmessa da una coppia di ruote alla via di corsa, HL $\pm 3,14$ kN;

azione orizzontale trasversale massima trasmessa da una singola ruota alla via di corsa, HT $\pm 2,16$ kN.

9.2.6.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Verifica a taglio

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU nella configurazione che massimizza l'azione tagliante sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 4,71 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 53,65 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 1,16 \text{ kN}$$

$$M_{22,Ed}^{SLU} = 0,00 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a taglio del profilo HE300B risulta essere:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{47,43 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 925,83 \text{ kN} > V_{22,Ed}^{SLU} = 53,65 \text{ kN}$$

dove

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 47,43 \text{ cm}^2$$

La sezione risulta verificata.

Verifica a flessione

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU nella configurazione che massimizza l'azione flettente sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 4,71 \text{ kN}$$

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 32,66 \text{ kN}$$

$$M_{33,Ed}^{SLU} = 73,47 \text{ kNm}$$

$$V_{33,Ed}^{SLU} = 2,08 \text{ kN}$$

$$M_{22,Ed}^{SLU} = 2,60 \text{ kNm}$$

I bassi valori delle azioni N_{Ed} , $V_{33,Ed}$ e $M_{22,Ed}$ permettono considerare la sezione soggetta alle sole azioni $V_{22,Ed}$ e $M_{33,Ed}$. Inoltre, essendo

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 32,66 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{C,Rd} = 462,92 \text{ kN}$$

si può trascurare anche l'azione tagliante nel piano dell'anima.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione HE300B vale:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{1869 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 631,90 \text{ kN} > M_{33,Ed}^{SLU} = 73,47 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.

9.2.6.4 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite di Esercizio, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.3.

Verifica di deformazione verticale

A favore di sicurezza si considerano carichi $Q_{r,max}$ delle due ruote del carro ponte concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. La freccia massima dovuta ai carichi verticali risulta allora:

$$\delta_{z,max} = \frac{2 \cdot Q_{r,max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2 \cdot 21,77 \text{ kN} \cdot (7,00 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 25170 \text{ cm}^4} = 5,9 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{7,00 \text{ m}}{600} = 11,7 \text{ mm}$$

La sezione risulta verificata.

Verifica di deformazione orizzontale

A favore di sicurezza si considerano carichi HT delle due ruote del carro ponte concentrati in un unico punto in mezzzeria della trave-via di corsa. Lo spostamento massimo orizzontale risulta allora:

$$\delta_{h,max} = \frac{2 \cdot H_T \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2 \cdot 2,16 \text{ kN} \cdot (7,00 \text{ m})^3}{48 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 8563 \text{ cm}^4} = 1,7 \text{ mm} < \frac{L}{600} = \frac{7,00 \text{ m}}{600} = 11,7 \text{ mm}$$

La sezione risulta verificata.

9.2.7 PILASTRI

I pilastri di sezione 70 cm x 70 cm rappresentano principali elementi verticali portanti del corpo a "C" ed, insieme con le travi, vanno a formare i portali dei tre fabbricati.

Le sollecitazioni nei pilastri per le diverse combinazioni di carico (sia statiche che sismiche) sono state calcolate con ausilio del software integrato per analisi strutturale e verifiche "SAP2000". Per le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU". Inoltre, sono stati utilizzati fogli di calcolo Excel prodotti in-house, i quali sono stati tutti verificati mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Descrizione geometrica

Di seguito viene riportata la schermata del software "VCASLU" che offre una descrizione geometrica della sezione dei pilastri 70 cm x 70 cm. Si prevede l'utilizzo dell'armatura longitudinale ordinaria 24□26 mm.

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 70x70 24D26

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | -35 | -35 |
| 2 | 35 | -35 |
| 3 | 35 | 35 |
| 4 | -35 | 35 |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 5,31 | -27,7 | -27,7 |
| 2 | 5,31 | -18,4 | -27,7 |
| 3 | 5,31 | -9,2 | -27,7 |
| 4 | 5,31 | 0 | -27,7 |
| 5 | 5,31 | 9,2 | -27,7 |
| 6 | 5,31 | 18,4 | -27,7 |

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **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} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

Tipo sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

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

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Figura 9.8 – Pilastro 70 cm x 70 cm. Verifica a flessione deviata allo SLU

9.2.8 ANALISI STRUTTURALE

Con il "SAP2000" è stato modellato l'intero corpo a "C". I collegamenti tra le colonne e le travi trasversali e longitudinali sono realizzati in modo da ottenere un vincolo assimilabile ad un incastro e, di conseguenza, sono modellati come nodi di continuità. Con ausilio del "SAP2000" sono state ottenute le sollecitazioni nei pilastri per le diverse combinazioni di carico (sia statiche che sismiche).

Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Al fine di effettuare le verifiche secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi, i carichi sono stati combinati secondo quanto descritto nel §7.2.

Verifica a flessione deviata

Nella combinazione di carico più gravosa dal punto di vista della sollecitazione flettente biassiale, le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono le seguenti:

$$N_{Ed}^{SLU} = 883,85 \text{ kN}$$

$$M_{(33,Ed)}^{SLU} = 934,40 \text{ kNm}$$

$$M_{(22,Ed)}^{SLU} = 135,27 \text{ kNm}$$

Per le verifiche a flessione deviata allo stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>). Con ausilio del software "VCASLU" è stata modellata la sezione del pilastro 70 cm x 70 cm. Di seguito viene riportato il dominio di resistenza della sezione considerata.

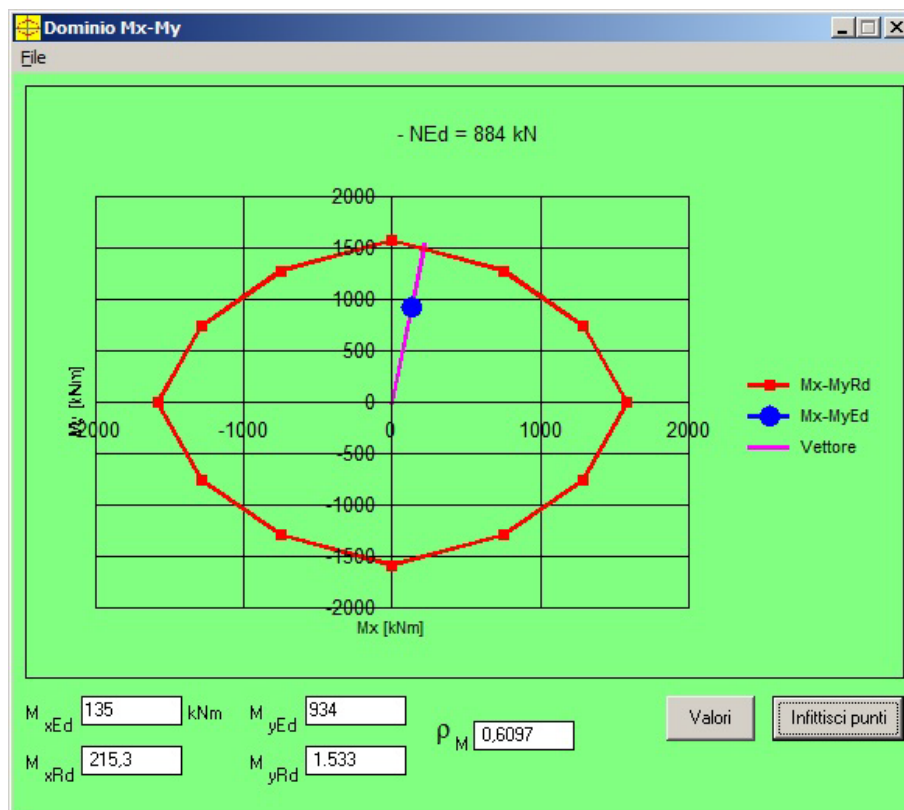


Figura 9.9 – Pilastro 70 cm x 70 cm. Dominio di resistenza a flessione deviata

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

Nella combinazione di carico più gravosa dal punto di vista della sollecitazione tagliante, le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono le seguenti:

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 356,70 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio allo stato limite ultimo è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Il taglio resistente allo SLU risulta:

$$V_{Rd}^{SLU} = 453 \text{ kNm} > V_{Ed}^{SLU} = 357 \text{ kNm}$$

Con le staffe Ø14 mm a 2 braccia disposte con il passo 15 cm in corrispondenza del tratto maggiormente sollecitato a taglio, la verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

CAP.10 - VERIFICHE GEOTECNICHE

Le opere geotecniche previste dal progetto sono costituite da opere di fondazione di tipo superficiale (platea di fondazione) e opere di fondazione di tipo profondo (fondazioni su pali). Nel seguito si descrivono nel dettaglio le opere di fondazione previste, le metodologie di verifica e i risultati delle verifiche geotecniche effettuate.

10.1 - DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Le opere di fondazione superficiale consistono di una platea posta al di sotto delle due principali aree dell'intervento, l'Hangar Bay e il Corpo a "C", avente spessore di 30 cm per entrambi gli edifici, con l'eccezione dei tratti in cui sono presenti carichi aggiuntivi localizzati; in questi casi è richiesto l'impiego di fondazioni profonde su pali e lo spessore del plinto di fondazione su cui sono intestati i pali è pari a 120 cm. Le quote di estradosso della platea di fondazione di spessore 30 cm e dei plinti di spessore 120 cm sono uguali e pari a -0,20 m. Lungo la platea di fondazione non sono previsti giunti di dilatazione.

I carichi aggiuntivi considerati sono dovuti ai pilastri che scaricano sulla fondazione i carichi della struttura, ai pilastri e ai tralicci che scaricano i carichi del carroponete e della copertura dell'Hangar Bay, alla presenza del portone di ingresso, ai setti e alle colonne che scaricano i carichi dovuti alle scale.

Le fondazioni del corpo a "C" sono caratterizzate dalla presenza di 72 pilastri della struttura principale, di dimensioni 70 cm x 70 cm, al di sotto dei quali le opere di fondazione sono costituite da plinti di altezza 120 cm, in cui si intestano per 70 cm i pali di fondazione. La dimensione standard dei plinti è pari a 2.7 m * 2.7 m e al loro interno sono intestati quattro pali di fondazione di medio diametro. I pali sono di tipo trivellato in c.a. a elica continua, hanno diametro ϕ pari a 600 mm e lunghezza di 13 m. Lo schema tipo di fondazione è visibile nella figura seguente.

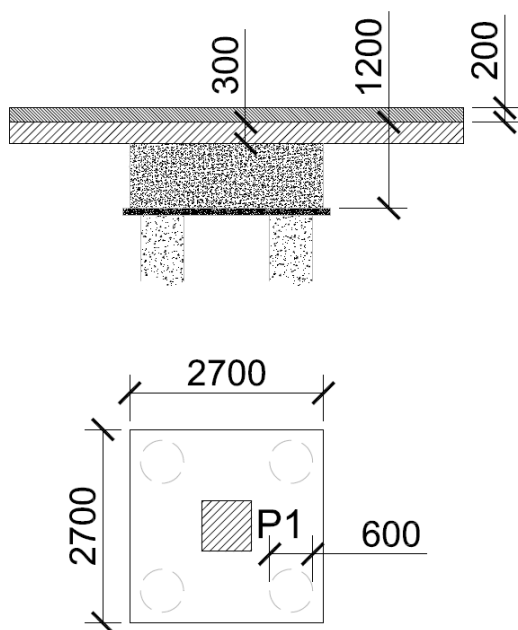


Figura 10.1 - Pianta e sezione tipo delle fondazioni su pali

In tutti i casi in cui è stato possibile il pilastro risulta centrato sul plinto di fondazione, in modo da trasferire i carichi in maniera ottimale; in alcune condizioni tuttavia non è stato possibile centrare perfettamente la fondazione al di sotto del pilastro, determinando condizioni di maggiore eccentricità dei carichi agenti sulla palificata. Tale condizione si riscontra nel caso in cui due pilastri siano molto vicini oppure nel caso in cui sia emersa la necessità di garantire la distanza minima tra i pali di fondazione, pari a tre volte il diametro dei pali (ovvero 1.80 m per pali da 60 cm). Nei casi in cui due plinti siano risultati particolarmente vicini si è optato

per una soluzione con un plinto unico da 8 o 10 pali, in grado di sopportare le azioni di due pilastri, garantendo in ogni caso un interasse minimo tra i pali di 1.80 m.

Al di sotto dei setti e degli ulteriori pilastri presenti, dovuti principalmente alla presenza delle scale, sono previste fondazioni su pali, caratterizzate da plinti di altezza complessiva di 120 cm e da dimensioni variabili in funzione delle caratteristiche geometriche delle strutture gravanti sulla fondazione. Nei casi di vicinanza ai plinti precedentemente descritti queste fondazioni sono state unite ai plinti dei pilastri. I pali di queste fondazioni hanno le stesse caratteristiche dei pali precedentemente descritti (pali trivellati in c.a. a elica continua, diametro ϕ pari a 600 mm e lunghezza 13 m) e sono posizionati a interasse minimo di 1.80 m.

Le fondazioni dell'aviorimessa Hangar Bay sono costituite da una ampia platea di fondazione, destinata a ospitare 3 parking spot per velivoli F35.

La pavimentazione dell'aviorimessa è costituita da lastroni in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata dello spessore di circa 30 centimetri, con una rifinitura di superficie del tipo industriale; essa dovrà sopportare il carico del velivolo su cavalletti di sollevamento (si richiede una resistenza a carico uniforme pari a 750 kg/mq) e dovrà resistere agli effetti termici determinati dai gas esausti dell'I.P.P. (Integrated Power Package) la cui temperatura supera a terra i 200°C.

All'interno dell'area dell'aviorimessa sono presenti quattro colonne in sezione mista acciaio – calcestruzzo di diametro 1.5 m, che trasferiscono alle fondazioni i carichi della copertura e del carroponete, oltre a due colonne costituite da quattro travi in acciaio tipo HE300M a sostegno del carroponete. Al di sotto delle quattro colonne di diametro 1.5 m la fondazione è costituita da un plinto quadrato di dimensioni 4.5 m x 4.5 m e altezza 1.2 m; all'interno del plinto sono intestati per 70 cm nove pali di fondazione, di diametro 60 cm e lunghezza di infissione pari a 16.0 m. I plinti delle due fondazioni poste all'esterno del portone di ingresso sono centrati rispetto alla colonna verticale, mentre negli altri due plinti la colonna di 1.5 m è posizionata a distanza di 95 cm in direzione x (parallela alla direzione del portone di ingresso) e di 90 cm in direzione y (perpendicolare alla direzione del portone di ingresso) rispetto al centro della palificata. L'eccentricità nell'applicazione del carico in questi casi è stata tenuta in considerazione per l'esecuzione delle verifiche geotecniche dei pali.

Sia per le fondazioni su pali sia per le fondazioni superficiali è stato previsto un adeguato spessore dei plinti in cui si intestano i pali e della platea, sufficiente a garantire una adeguata rigidità dell'opera di fondazione. Per quanto riguarda le fondazioni su pali è stato ipotizzato, con approccio conservativo, che tutta l'azione trasmessa dai pilastri sia trasferita ai pali, trascurando il contributo dovuto alla presenza del plinto.

10.2 - VERIFICHE GEOTECNICHE – METODOLOGIA

Le verifiche geotecniche sono state effettuate in accordo ai contenuti delle Norme tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008). E' stato utilizzato l'Approccio 1 proposto dalla normativa e la Combinazione 1 (terna di coefficienti A1-M1-R1 riportati in Tabella 10.1) per le verifiche strutturali e la Combinazione 2 (terna di coefficienti A2-M2-R2 riportati in Tabella 10.1) per le verifiche geotecniche, secondo i coefficienti definiti nelle N.T.C. 2008. Si nota che la Circolare del 02/02/2009: «Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008» rettifica il D.M. 14/01/2008, con riferimento al Capitolo C6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) della Circolare. In particolare, in merito ai coefficienti riduttivi e amplificativi previsti dalla normativa e riportati nella successiva Tabella 10.1, la Circolare prescrive per le verifiche geotecniche l'utilizzo della terna di coefficienti A2-M1-R2, o in alternativa della terna di coefficienti A1-M1-R3. La combinazione A2-M2-R2 è decisamente più conservativa della combinazione A2-M1-R2, garantendo un ulteriore fattore di sicurezza minimo di 1.25. Tale valore è superiore rispetto al coefficiente di correlazione di 1.21, prescritto dalla normativa (Tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2008). Il superamento delle verifiche di capacità portante in combinazione A2-M2-R2 implica quindi il soddisfacimento di un fattore di sicurezza minimo di 1.21.

10.2.1 FONDAZIONI SU PALI

Capacità portante ai carichi verticali

La portata limite Q_{lim} di un palo trivellato a elica continua di medio e grande diametro viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{lim} = Q_{Blim} + Q_{Llim} - W = q_b \cdot A_b + \sum \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{lim} = W + Q_{Llim} = \gamma'_{cls} (\sum \Delta H_i) \cdot A_b + \sum \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{trazione}$$

Dove:

Q_{Blim} = portata limite di base;

Q_{Llim} = portata limite laterale;

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;

A_b = area di base;

D_i = diametro del concio i-esimo di palo;

ΔH_i = altezza del concio i-esimo di palo;

$\tau_{lim,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo.

La capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

$$Q_p = A_p q_p = A_p \sigma'_{v0,p} N_q$$

in cui A_p è l'area di base del palo, q_p è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,p}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante, calcolato con riferimento alla curva di N_q proposta da Berezantzev (una delle curve più conservative, come visibile in Figura 10.2), e ad un angolo di resistenza al taglio di progetto ridotto attraverso la formula: $\varphi'_d = \varphi' - 3$

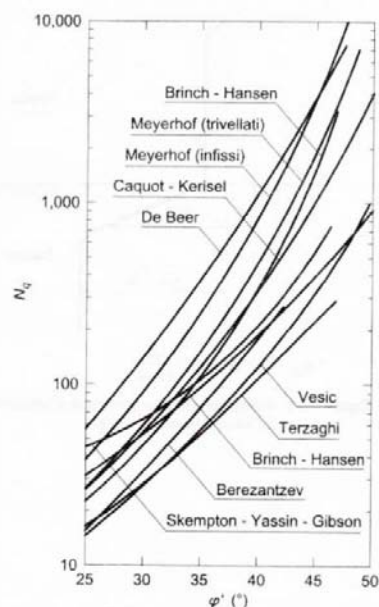


Figura 10.2 – Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore N_q

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\varphi)$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo;

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

φ = angolo di attrito

Per pali trivellati a elica continua si adotta (Reese – Wright, 1977):

K = 0.7 in compressione;

K = 0.5 in trazione.

I parametri di resistenza di progetto dei terreni di fondazione sono stati calcolati in accordo alle indicazioni dell'Eurocodice 7, paragrafo 2.4.3, e i carichi sono stati calcolati in accordo alle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M 14/01/2008); i coefficienti amplificativi e riduttivi applicati sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 10.1: Coefficienti impiegati

| Carichi | Effetto | Coeff. Parziale | A1 (STR) | A2 (GEO) |
|------------|-------------|-----------------|----------|----------|
| Permanenti | favorevole | γ_G | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,30 | 1,00 |
| Variabili | favorevole | γ_Q | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevole | | 1,50 | 1,30 |

| Parametro | | Coeff. Parziale | M1 | M2 |
|------------------------|-------------------|---------------------|------|------|
| angolo d'attrito | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,00 | 1,25 |
| coesione | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,00 | 1,25 |
| resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,00 | 1,40 |
| peso unità di volume | γ | γ_γ | 1,00 | 1,00 |

| Verifica | Coeff. Parziale | R1 | R2 | R3 |
|-----------------------|-----------------|------|------|------|
| Base | γ_R | 1,00 | 1,60 | 1,30 |
| Laterale compressione | | 1,00 | 1,45 | 1,15 |
| Laterale trazione | | 1,00 | 1,60 | 1,25 |

Si verifica che il massimo carico assiale agente F_{max} sia minore di Q_{lim} .

Nel seguito si eseguono separatamente le verifiche delle fondazioni dell'Hangar Bay e del Corpo a "C". Nella tavola di progetto "ST01_00-Pianta fondazioni" è riportata la planimetria delle fondazioni.

Analisi degli spostamenti verticali

Il cedimento δP del palo sotto un carico verticale in condizioni di esercizio può essere valutato con la soluzione di Poulos e Davis (1982) nell'ipotesi di 'palo sospeso':

$$\delta P = (Q \cdot I_0 \cdot R_k \cdot R_v) / (E_s \cdot \varphi)$$

con:

Q = carico verticale assiale in condizioni di esercizio;

φ = diametro del palo;

E_s = modulo elastico del terreno nel quale è infisso il palo (media pesata tra gli strati);

I_0 = coefficiente funzione del rapporto di snellezza del palo λ (lunghezza/diametro);

R_k = coefficiente funzione del fattore di rigidezza del palo k:

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

$$k = (E_p \cdot R_A) / E_s$$

$$R_A = A_p / (\pi \cdot \phi^2 / 4)$$

E_p è il modulo elastico del materiale con cui è realizzato il palo, A_p è l'area della sezione del palo;

R_v = coefficiente funzione del modulo di Poisson ν del terreno.

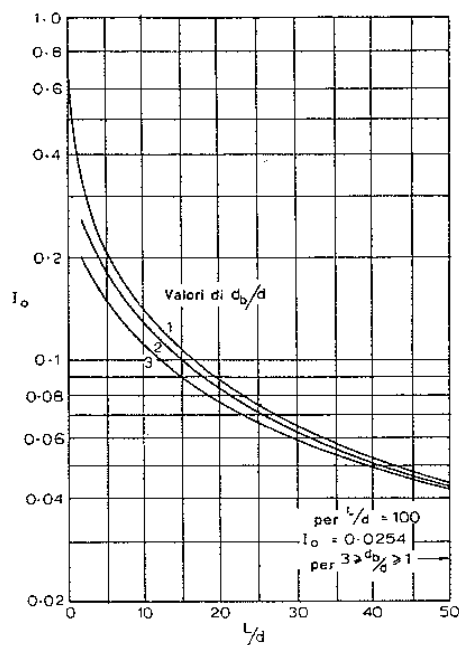


Figura 10.3 - Valore di I_0 in funzione del rapporto di snellezza del palo λ

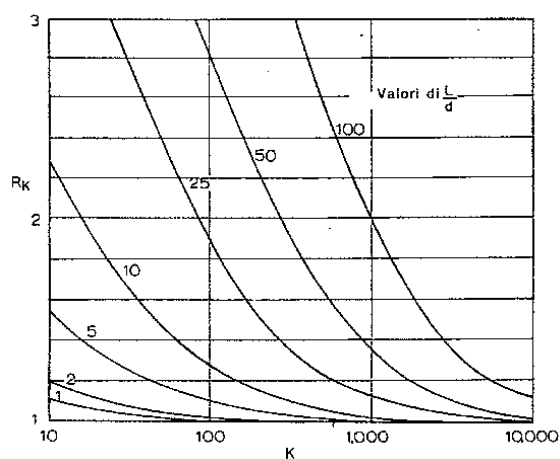


Figura 10.4 Valore di R_k in funzione di k

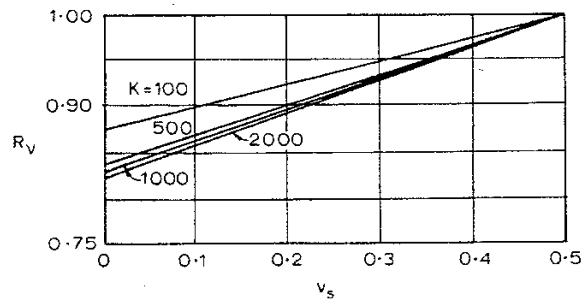


Figura 10.5 Valore di R_v in funzione di v

Analisi dei carichi orizzontali

Al fine di analizzare il comportamento dei pali sottoposti a carico orizzontale è stato modellato il singolo palo con l'ausilio del codice di calcolo Lpile Plus 5.0.46 della ENSOFT, Inc. Il programma, alle differenze finite, analizza un palo o un pozzo sottoposto a carichi orizzontali e ne calcola gli sforzi (taglio e momento flettente) e la deformazione in funzione della profondità. L'interazione palo-terreno è modellata mediante l'utilizzo delle curve p-y: p rappresenta la reazione del terreno alla deformazione y del palo. I fattori che ne determinano l'andamento sono la geometria del palo, le proprietà geomeccaniche dei terreni/rocce in situ, e la natura del carico (statico, ciclico, permanente o dinamico).

L'interasse tra i pali di fondazione risulta essere stato considerato in tutti i casi pari o superiore a 3 diametri e pertanto non è stato considerato l'effetto di gruppo.

10.2.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La platea di fondazione superficiale dell'Hangar Bay e del Corpo a "C" ha lo scopo di resistere ai carichi distribuiti su tutta la superficie, in quanto i carichi strutturali puntuali dei pilastri sono trasmessi direttamente alle fondazioni su pali.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche della platea, considerando la natura dei carichi agenti sulla platea si ritiene non necessaria la verifica a scorrimento, mentre viene effettuata la verifica di capacità portante.

La verifica di capacità portante è stata effettuata con il metodo di Vesic (1975), in cui la capacità portante è definita come:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

essendo:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (2N_q + 1) \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_c = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$k = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} \geq 1$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2})$$

Per la verifica geotecnica di capacità portante si considera la condizione più gravosa per il terreno, ovvero la Combinazione A2M2 dell'Approccio 1 delle N.T.C. del 2008, e si riducono i parametri del terreno.

La capacità portante ottenuta, ridotta del coefficiente parziale di resistenza γ_R , considerato pari a 1.8, in accordo alle N.T.C. 2008 (Capitolo 6.4.2) viene confrontata con la pressione massima agente, pari a:

$$q_{lim}/\gamma_R > q$$

Si deve verificare che:

$$q_{lim}/\gamma_R > q$$

10.3 - VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche geotecniche delle opere di fondazione superficiali e profonde previste per l'Hangar Bay e per il Corpo a "C".

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni si fa riferimento per tutte le verifiche a quanto indicato nel Capitolo 5.

10.3.1 HANGAR BAY – PLATEA DI FONDAZIONE

Capacità portante

La capacità portante della platea di fondazione dell'Hangar Bay, descritta nel Capitolo 10.1 viene calcolata in accordo alla metodologia descritta nel capitolo 10.2.2. Si considera che i carichi provenienti dai tralicci e dalle colonne siano trasmessi interamente alle fondazioni su pali e conseguentemente l'unico carico agente sulla platea è il carico distribuito dovuto alla presenza dei velivoli. Con riferimento ai contenuti dell'elaborato "Relazione Tecnica" del Progetto Preliminare, si considera un carico distribuito pari a 7.5 kN/m2.

La capacità portante viene calcolata considerando una superficie di fondazione unitaria sottoposta al carico di progetto. Non si considera conservativamente l'effetto dovuto alla profondità di posa della fondazione. Si considera come terreno reagente solamente il terreno superficiale, dalle caratteristiche meccaniche più scadenti.

Alla luce di queste assunzioni si determina una capacità portante q_{lim} pari a 27.2 kN/m2; la capacità portante ridotta è pari a 15.1 kN/m2 e tale valore è maggiore del carico agente, pari a 7.5 kN/m2 * 1.3 = 9.75 kN/m2. La verifica di capacità portante è soddisfatta.

10.3.2 - HANGAR BAY – FONDAZIONI SU PALI

La capacità portante e gli spostamenti orizzontali e verticali delle fondazioni su pali descritte nel Capitolo 10.1 sono calcolati in accordo alle metodologie descritte nel capitolo 10.2. Le condizioni stratigrafiche sono considerate in accordo a quanto riportato nel Capitolo 5 relativo all'inquadramento geotecnico. Sono stati analizzati i carichi agenti su tutti i plinti descritti, al fine di determinare le condizioni di carico più sollecitanti per ogni plinto in termini di capacità portante e di carichi orizzontali.

E' stata tenuta in considerazione la presenza di momenti flettenti trasmessi dai pilastri, che inducono un aumento dell'eccentricità e modificano la distribuzione delle sollecitazioni sui pali. La distribuzione delle sollecitazioni sui pali è stata calcolata per tutti i plinti attraverso la formulazione di Winkler:

$$N_i = V/n + \left[\frac{V e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right] x_i + \left[\frac{V e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right] y_i$$

Si fa riferimento alla figura seguente per l'esplicazione dei termini impiegati nella formula.

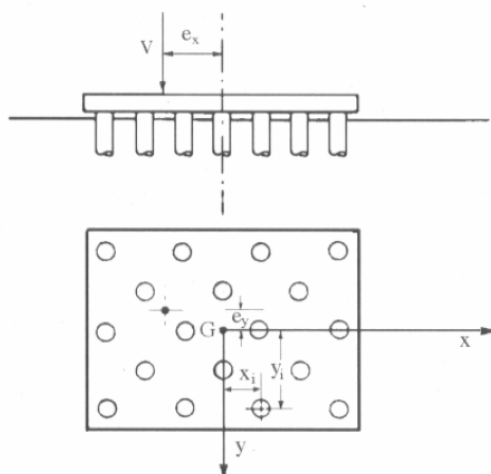


Figura 10.6: Pianta e sezione esplicativa per la distribuzione dei carichi sui pali (Winkler)

Con questo approccio è stato calcolato il carico assiale massimo agente sul singolo palo, mentre la massima sollecitazione orizzontale è stata calcolata dividendo le azioni orizzontali sul numero di pali del plinto. Il contributo dovuto alla torsione può essere considerato trascurabile nelle combinazioni SLE e SLU, mentre viene tenuto in considerazione nella combinazione SLD, come termine aggiuntivo per le sollecitazioni orizzontali e pari al valore del momento torcente diviso per l'interasse tra i pali. Nella tabella seguente si riportano i massimi valori delle sollecitazioni verticali e orizzontali agenti sul singolo palo.

Tabella 10.2: Carichi massimi agenti sui pali delle fondazioni dell'Hangar Bay

| SLE | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Hmax (kN) |
|----------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Fondazione su 4 pali | 440 | -118 | 49 |
| Fondazione su 9 pali | 766 | -228 | 38 |
| SLU A1M1 | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Hmax (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 660 | -177 | 74 |
| Fondazione su 9 pali | 1149 | -342 | 57 |
| SLU A2M2 | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Hmax (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 572 | -154 | 64 |
| Fondazione su 9 pali | 996 | -296 | 49 |
| SLD | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Hmax (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 522 | -169 | 66 |
| Fondazione su 9 pali | 791 | -359 | 50 |
| N<0 corrisponde a trazione | | | |

Capacità portante

Si riportano nella figura seguente le condizioni stratigrafiche considerate e i valori di capacità portante ottenuti considerando in condizioni statiche allo SLU la combinazione più cautelativa in ambito geotecnico, ovvero la combinazione A2M2 dell'Approccio 1 delle N.T.C. 2008, con parametri del terreno ridotti e carichi incrementati (in accordo alla Tabella 10.1). Si considerano inoltre i coefficienti ridotti γ_{R3} della capacità portante alla base e laterale relativi ai pali trivellati a elica continua. Le verifiche sismiche allo SLD sono state effettuate con parametri del terreno ridotti e carichi non incrementati. Nella Figura 10.7 è riportata la verifica per la fondazione su 9 pali da 16 m; si rimanda alla successiva Figura 10.17 per il calcolo nel caso di palo da 13 m, in quanto la verifica è identica a quella dei pali delle fondazioni del Corpo a "C".

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| Profondità | Diametro | Peso specifico terreno (γ') | Angolo di attrito (φ) | Tensione verticale efficace σ_v | Portata Ultima trazione laterale $Q_{lat,lim}$ | Portata di base Q_{base} | Carico Limite Q_{lim} |
|-----------------|------------------------|--|------------------------------------|--|--|-------------------------------|----------------------------|
| m | m | kN/m ³ | ° | kPa | kN | kN | kN |
| 0,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 0,00 | 0,00 | | 0,00 |
| 0,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 1,50 | 0,39 | 5,09 | 5,48 |
| 1,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 3,00 | 1,16 | 10,18 | 11,34 |
| 1,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 6,00 | 2,70 | 15,27 | 17,97 |
| 2,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 9,00 | 5,02 | 20,36 | 25,37 |
| 2,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 12,00 | 8,10 | 25,45 | 33,55 |
| 3,00 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 15,75 | 14,15 | 137,84 | 151,99 |
| 3,50 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 20,25 | 21,93 | 169,65 | 191,57 |
| 4,00 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 24,75 | 31,43 | 201,45 | 232,88 |
| 4,50 | 0,60 | 10,00 | 30,20 | 29,50 | 42,76 | 236,80 | 279,55 |
| 5,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 34,50 | 58,58 | 435,42 | 494,00 |
| 5,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 39,50 | 76,69 | 491,97 | 568,66 |
| 6,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 44,50 | 97,09 | 548,52 | 645,61 |
| 6,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 49,50 | 119,79 | 605,07 | 724,86 |
| 7,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 54,50 | 144,78 | 661,62 | 806,40 |
| 7,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 59,50 | 172,06 | 718,17 | 890,23 |
| 8,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 64,50 | 201,64 | 774,72 | 976,35 |
| 8,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 69,50 | 230,29 | 581,89 | 812,17 |
| 9,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 74,50 | 261,00 | 621,47 | 882,47 |
| 9,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 79,50 | 293,77 | 661,05 | 954,83 |
| 10,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 84,50 | 328,61 | 700,64 | 1.029,25 |
| 10,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 89,50 | 365,50 | 740,22 | 1.105,73 |
| 11,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 94,50 | 404,46 | 779,81 | 1.184,27 |
| 11,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 99,50 | 445,48 | 819,39 | 1.264,87 |
| 12,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 104,50 | 488,56 | 858,97 | 1.347,53 |
| 12,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 109,50 | 533,70 | 898,56 | 1.432,26 |
| 13,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 114,50 | 580,90 | 938,14 | 1.519,05 |
| 13,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 119,50 | 630,17 | 977,73 | 1.607,89 |
| 14,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 124,50 | 681,49 | 1.017,31 | 1.698,80 |
| 14,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 129,50 | 734,88 | 1.056,89 | 1.791,77 |
| 15,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 134,50 | 790,33 | 1.096,48 | 1.886,80 |
| 15,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 139,50 | 847,83 | 1.136,06 | 1.983,90 |
| 16,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 144,50 | 907,40 | 1.175,65 | 2.083,05 |
| Q_{lat} (kN) | 907 | | $Q_{lim,cls}$ [kN] | 4.654 | | | |
| Q_{base} (kN) | 1.176 | | R_{ck} [kPa] | 35.000 | | | |
| Q_{lim} | 2.083 | | | | | | |
| Q_{traz} (kN) | 648 | | | | | | |
| gammaR3 | 1,30 base | | $Q_{c_{lim}}$ (kN) | 1.626 | | | |
| | 1,15 lat compr. | | $Q_{t_{lim}}$ (kN) | 586 | | | |
| | 1,25 lat traz. | | | | | | |

Figura 10.7 Condizioni stratigrafiche e capacità portante dei pali

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Nella tabella seguente si riassumono i risultati della verifica di capacità portante nelle combinazioni SLU A1M1, SLU A2M2 e SLD per le fondazioni su 9 pali da 16 m e per le fondazioni su 4 pali da 13 m.

| SLU A1M1 | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
|----------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| Fondazione su 4 pali | 2123 | 660 | 470 | 177 |
| Fondazione su 9 pali | 2857 | 1149 | 716 | 342 |
| SLU A2M2 | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 1172 | 572 | 387 | 154 |
| Fondazione su 9 pali | 1626 | 996 | 586 | 296 |
| SLD | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 1172 | 522 | 387 | 169 |
| Fondazione su 9 pali | 1626 | 791 | 586 | 359 |

Tabella 10.3: Verifica di capacità portante fondazioni su pali Hangar Bay

| | | | | |
|----------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| SLU A1M1 | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 2123 | 660 | 470 | 177 |
| Fondazione su 9 pali | 2857 | 1149 | 716 | 342 |
| SLU A2M2 | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 1172 | 572 | 387 | 154 |
| Fondazione su 9 pali | 1626 | 996 | 586 | 296 |
| SLD | Qlim compr (kN) | Fmax compr (kN) | Qlim traz (kN) | Fmax traz (kN) |
| Fondazione su 4 pali | 1172 | 522 | 387 | 169 |
| Fondazione su 9 pali | 1626 | 791 | 586 | 359 |

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta in tutti i casi, garantendo un fattore di sicurezza sempre superiore al coefficiente di correlazione previsto dalla normativa, pari a 1.21. Si nota che la Combinazione A2M2R2 considera implicitamente un fattore di sicurezza minimo di 1.25 rispetto alla Combinazione A2M1R2 prevista dalla rettifica alle N.T.C. 2008 riportata nella Circolare 02/02/2009.

Analisi degli spostamenti verticali

Gli spostamenti verticali dei pali sono calcolati nelle condizioni di stato limite di esercizio (SLE) al fine di valutare l'accettabilità degli spostamenti ottenuti. La metodologia impiegata è descritta in dettaglio nel Capitolo 10.2.1, a cui si fa riferimento.

Per quanto riguarda i plinti su pali costituiti da 4 pali di lunghezza 13 m e diametro 60 cm, il carico assiale agente Q in condizioni di esercizio è pari a 440 kN. Si prosegue in accordo alla metodologia di Poulos & Davis e si determinano le seguenti grandezze:

$$L/D=21.7$$

$$I_0=0.087$$

$$E_s=50960 \text{ kPa}$$

$$R_k=1.27$$

$$R_v=0.93$$

Da cui si determina lo spostamento verticale δ pari a circa 1 mm, che si considera accettabile.

Per quanto riguarda i plinti su pali costituiti da 6 pali di lunghezza 16 m e diametro 60 cm, il carico assiale agente Q in condizioni di esercizio è pari a 766 kN. Si prosegue in accordo alla metodologia di Poulos & Davis e si determinano le seguenti grandezze:

$$L/D=26.7$$

$$I_0=0.062$$

$$E_s=56400 \text{ kPa}$$

$$R_k=1.30$$

$$R_v=0.93$$

Da cui si determina lo spostamento verticale δ pari a circa 2 mm, che si considera accettabile.

Analisi dei carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite per forze orizzontali viene effettuato incrementando il carico orizzontale applicato fino al collasso della struttura.

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche SLU sono stati considerati gli approcci A1M1 e A2M2; il primo approccio risulta dimensionante dal punto di vista strutturale e pertanto dai risultati di questa analisi sono state ottenute le sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali; l'approccio A2M2 è dimensionante dal punto di vista geotecnico e comporta la valutazione del carico limite. La verifica in condizioni SLD è stata effettuata con carichi non incrementati e parametri del terreno ridotti. Si riportano di seguito le curve del carico limite per le fondazioni su 4 pali e 6 pali nel caso di parametri del terreno ridotti.

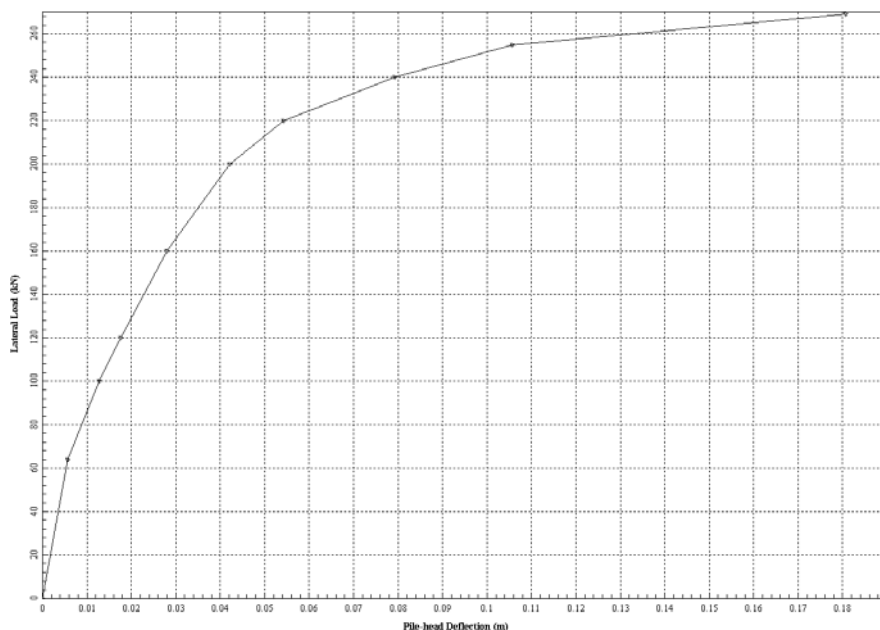


Figura 10.8 Carico limite dei pali in condizioni SLU e SLD
(fondazione su 4 pali, parametri del terreno ridotti)

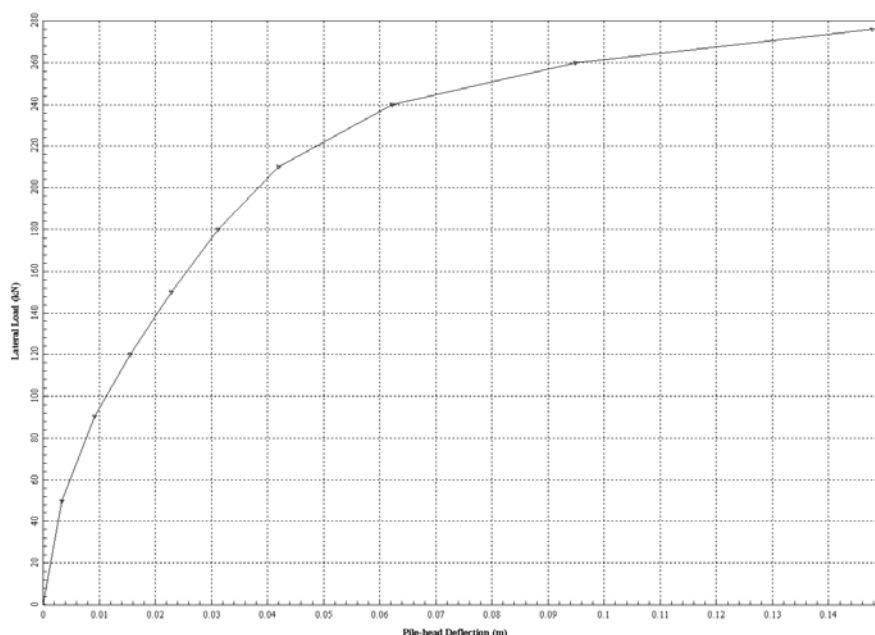


Figura 10.9 Carico limite dei pali in condizioni SLU e SLD
(fondazione su 6 pali, parametri del terreno ridotti)

Il carico ultimo per la fondazione su 4 pali è pari a 269 kN, mentre il carico massimo agente è pari a 66 kN (condizione sismica). Il carico ultimo per la fondazione su 6 pali è pari a 276 kN, mentre il carico massimo agente è pari a 50 kN (condizione sismica). La verifica è soddisfatta in entrambi i casi. Si verifica inoltre la presenza di almeno due punti di annullamento degli spostamenti orizzontali lungo il fusto del palo. Le caratteristiche di sollecitazione agenti lungo il fusto dei pali e dovute ai carichi orizzontali nelle diverse combinazioni di carico sono determinate attraverso il software "LPile" nell'ipotesi di testa impedita di ruotare. In questo modo si tiene conto in modo adeguato dell'interazione palo-terreno.

Analisi degli spostamenti orizzontali

Si è sviluppato un modello in I-pile considerando per la testa del palo la condizione di testa fissa e si sono applicate in testa al palo le sollecitazioni agenti in condizioni di esercizio. Nel seguito si riporta l'andamento dello spostamento orizzontale lungo il palo nel caso del plinto con 4 pali da 13 m e nel caso di plinto con 6 pali da 16 m. Gli spostamenti risultano accettabili.

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

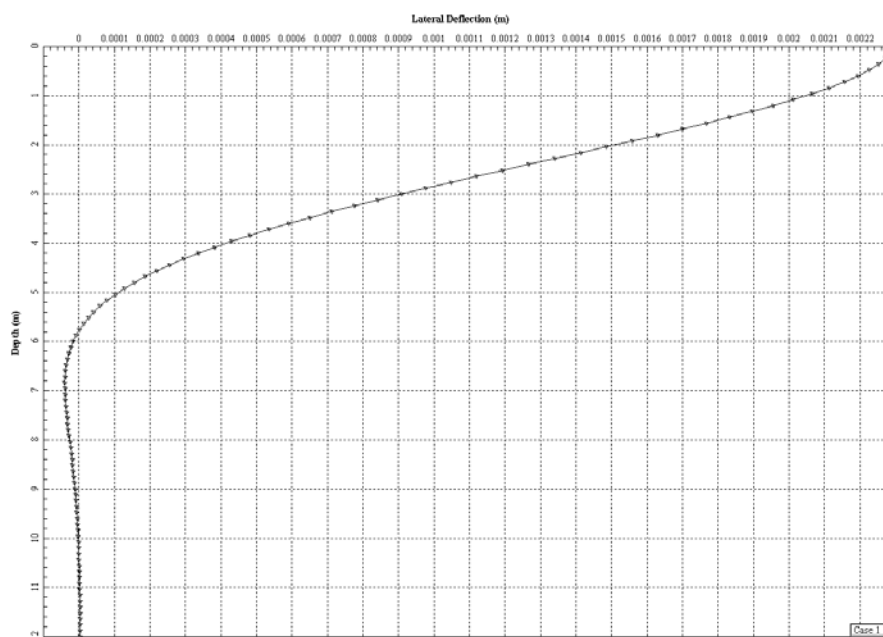


Figura 10.10 Spostamento orizzontale dei pali in condizioni SLE (fondazione su 4 pali)

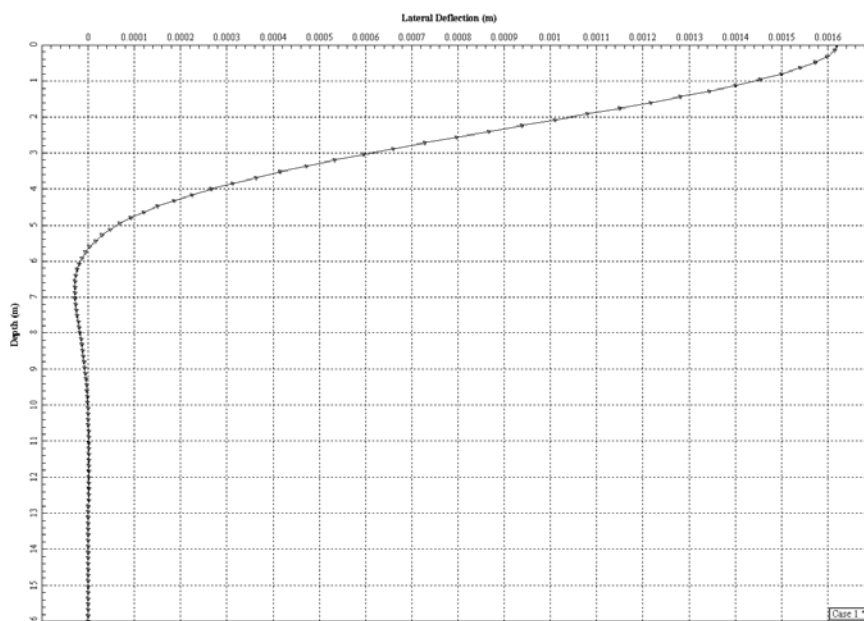


Figura 10.11 Spostamento orizzontale dei pali in condizioni SLE (fondazione su 6 pali)

Verifiche strutturali dei pali

La verifica strutturale del palo viene condotta considerando:

-sezione circolare di 60cm di diametro

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

- armatura longitudinale 2020
- armatura a taglio spirale 12/20
- copriferro 5cm
- calcestruzzo $R_{ck} > 35\text{MPa}$

Si riportano i diagrammi di taglio e momento nella combinazione A1M1 utilizzati per effettuare le verifiche strutturali dei pali. La condizione di massima compressione induce sollecitazioni maggiori nel palo rispetto alla condizione di trazione e pertanto nei diagrammi seguenti si riporta solo il caso relativo alla massima compressione.

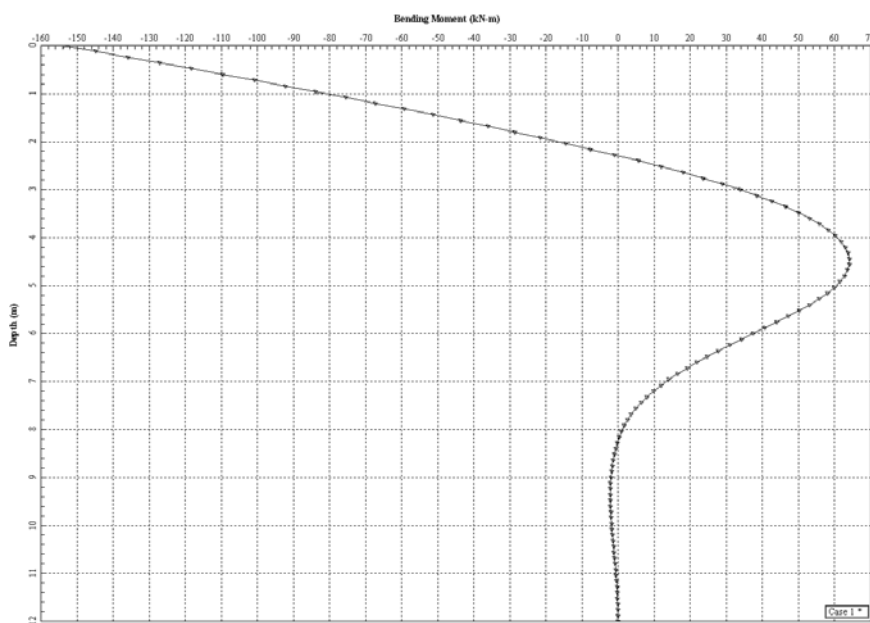


Figura 10.12 Taglio lungo il fusto del palo (fondazione su 4 pali, combinazione A1M1)

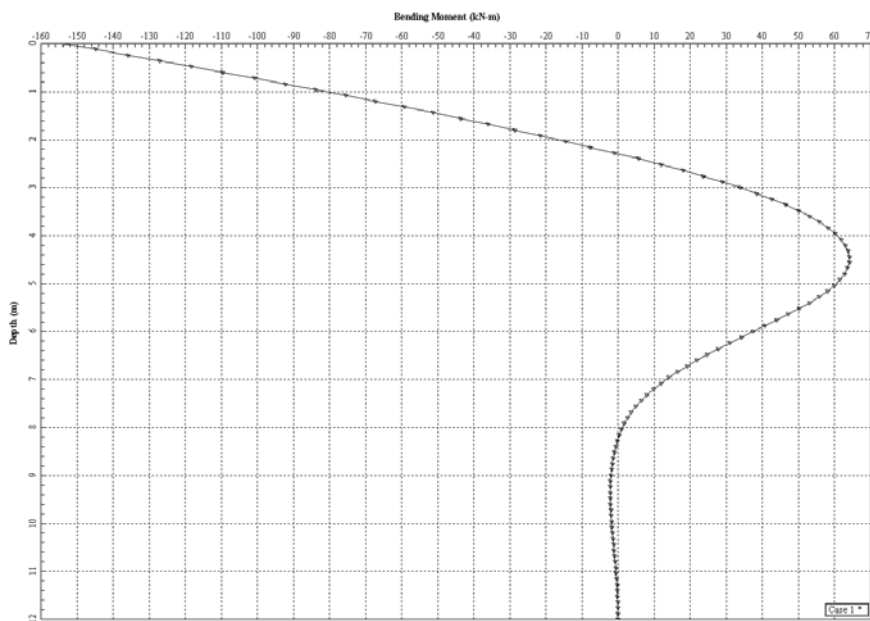


Figura 10.13 Momento lungo il fusto del palo (fondazione su 4 pali, combinazione A1M1)

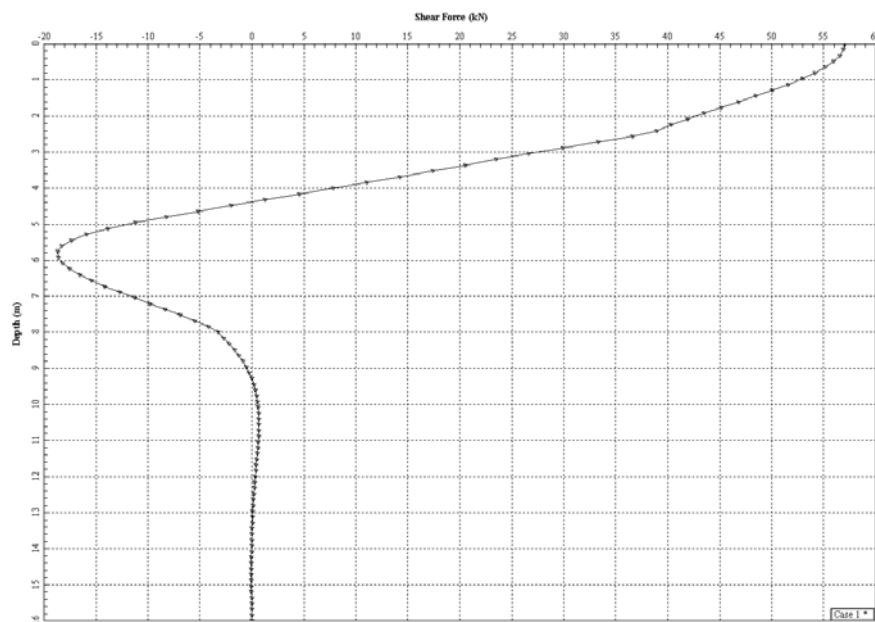


Figura 10.14 Taglio lungo il fusto del palo (fondazione su 6 pali, combinazione A1M1)

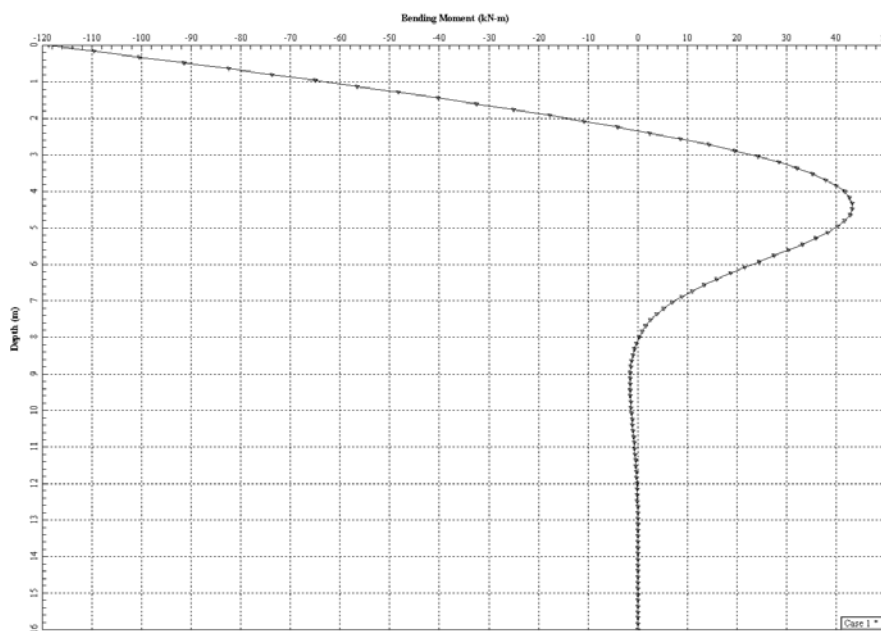


Figura 10.15: Momento lungo il fusto del palo (fondazione su 6 pali, combinazione A1M1)

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni considerate per la verifica strutturale dei pali di fondazione.

Tabella 10.4: Sollecitazioni per verifica strutturale pali Hangar Bay

| | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Vmax(kN) | Mmax (kNm) |
|----------------------|-----------|-----------|----------|------------|
| Fondazione su 4 pali | 1149 | -177 | 57 | 119 |
| Fondazione su 6 pali | 660 | -296 | 74 | 154 |

Nella figura seguente sono visualizzati i risultati della verifica a pressoflessione. In tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

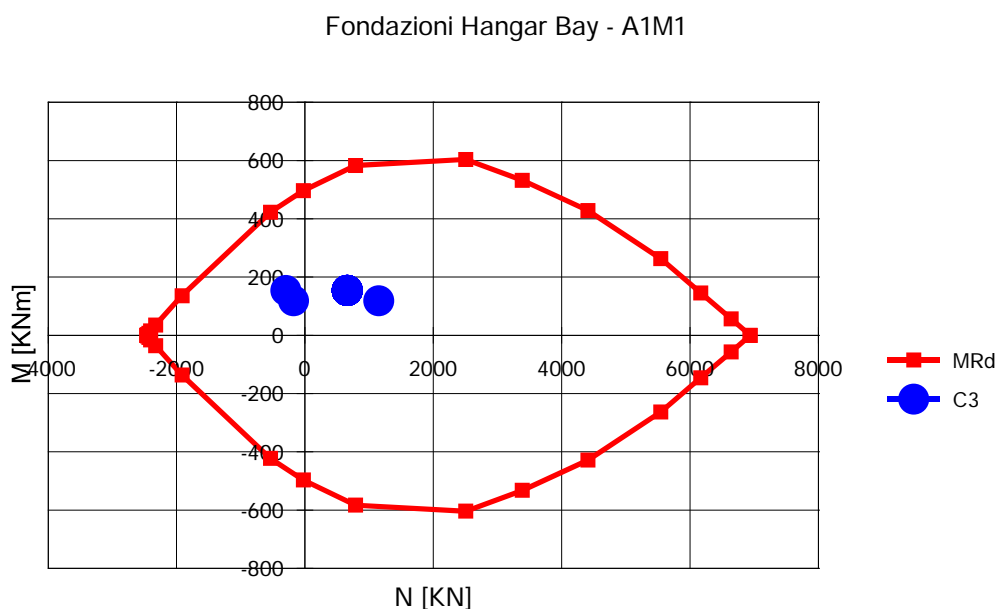


Figura 10.16 Diagramma M-N per verifica strutturale pali Hangar Bay

La verifica strutturale a taglio è stata effettuata nella combinazione di carico più gravosa dal punto di vista della sollecitazione tagliante (A1M1), le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono le seguenti:

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 74 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio allo stato limite ultimo è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Si ipotizza l'inserimento di staffe $\varnothing 12$ mm a 2 braccia disposte con il passo 20 cm in corrispondenza del tratto maggiormente sollecitato a taglio,

Il taglio resistente allo SLU risulta:

$$V_{Rd}^{SLU} = 191 \text{ kNm} > V_{Ed}^{SLU} = 74 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

Verifiche strutturali dei plinti

Date le caratteristiche tozze dei plinti impiegati, si effettua la verifica degli stessi con riferimento a un modello tirante – puntone. I plinti dell'Hangar Bay sono sottoposti a condizioni di carico meno gravose rispetto ai plinti del "Corpo a C"; il soddisfacimento delle verifiche per il plinto più sollecitato del "Corpo a C" implica il soddisfacimento delle verifiche del plinto più sollecitato dell'Hangar Bay e pertanto si rimanda al successivo capitolo 10.3.4 per la verifica strutturale del plinto più sollecitato.

10.3.3 - CORPO A "C" – PLATEA DI FONDAZIONE

Capacità portante

La capacità portante della platea di fondazione del Corpo a "C", descritta nel Capitolo 10.1 viene calcolata in accordo alla metodologia descritta nel capitolo 10.2.2.

A differenza della fondazione dell'Hangar Bay non sono presenti in altri elaborati indicazioni precise in merito ai carichi agenti sulla platea di fondazione. Per questo motivo si ritiene cautelativa l'applicazione di un carico distribuito su tutta la platea analogo a quello dei velivoli e pari a 7.5 kN/m². In questo modo le condizioni di verifica della platea risultano analoghe a quelle della platea dell'Hangar Bay e si rimanda al Capitolo 10.3.1 per la verifica della capacità portante, che risulta quindi soddisfatta.

10.3.4 - CORPO A "C" – FONDAZIONI SU PALI

La capacità portante e gli spostamenti orizzontali e verticali delle fondazioni su pali descritte nel Capitolo 10.1 sono calcolati in accordo alle metodologie descritte nel capitolo 10.2. Le condizioni stratigrafiche sono considerate in accordo a quanto riportato nel Capitolo 5 relativo all'inquadramento geotecnico. Sono stati analizzati i carichi agenti su tutti i plinti descritti, al fine di determinare le condizioni di carico più sollecitanti per ogni plinto in termini di capacità portante e di carichi orizzontali.

Le verifiche sono state effettuate sempre per il plinto sottoposto alla condizione di carico più gravosa. Per quanto riguarda la verifica di capacità portante il massimo carico assiale agente è stato calcolato tenendo in considerazione gli effetti dovuti alle eccentricità indotte dai momenti flettenti trasmessi dai pilastri e dalle eventuali eccentricità dovute alla posizione dei pilastri non centrata rispetto ai plinti di fondazione. Le sollecitazioni sono state distribuite tra i pali analogamente a quanto fatto per le fondazioni dell'Hangar Bay, in accordo alla formula di Winkler; per maggiori dettagli in merito si rimanda al Capitolo 10.3.2. Si considerano trascurabili gli effetti dovuti alla torsione in tutte le condizioni di carico.

Nella tabella seguente si riportano i massimi valori delle sollecitazioni verticali e orizzontali agenti sul singolo palo. Non sono presenti sollecitazioni di trazione.

Tabella 10.5: Carichi massimi agenti sui pali delle fondazioni del Corpo a "C"

| | Nmax (kN) | Hmax (kN) |
|----------|-----------|-----------|
| SLE | 883 | 33 |
| SLU A1M1 | 1326 | 50 |
| SLU A2M2 | 1097 | 42 |

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| | | |
|-----|-----|----|
| SLD | 996 | 56 |
|-----|-----|----|

Capacità portante

Si riportano nella figura seguente le condizioni stratigrafiche considerate e i valori di capacità portante ottenuti considerando in condizioni statiche allo SLU la combinazione più cautelativa in ambito geotecnico, ovvero la combinazione A2M2 dell'Approccio 1 delle N.T.C. 2008, con parametri del terreno ridotti e carichi incrementati (in accordo alla Tabella 10.1). Le verifiche sismiche allo SLD sono state effettuate con parametri del terreno ridotti e carichi non incrementati.

| Profondità | Diametro | Peso specifico terreno (γ') | Angolo di attrito (ϕ) | Tensione verticale efficace σ_v | Portata ultima trazione laterale $Q_{lat,lim}$ | Portata di base Q_{base} | Carico Limite Q_{lim} |
|---------------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------------------|--|--|----------------------------|-------------------------|
| m | m | kN/m ³ | ° | kPa | kN | kN | kN |
| 0,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 0,00 | 0,00 | | 0,00 |
| 0,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 1,50 | 0,39 | 5,09 | 5,48 |
| 1,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 3,00 | 1,16 | 10,18 | 11,34 |
| 1,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 6,00 | 2,70 | 15,27 | 17,97 |
| 2,00 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 9,00 | 5,02 | 20,36 | 25,37 |
| 2,50 | 0,60 | 6,00 | 21,30 | 12,00 | 8,10 | 25,45 | 33,55 |
| 3,00 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 15,75 | 14,15 | 137,84 | 151,99 |
| 3,50 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 20,25 | 21,93 | 169,65 | 191,57 |
| 4,00 | 0,60 | 9,00 | 30,20 | 24,75 | 31,43 | 201,45 | 232,88 |
| 4,50 | 0,60 | 10,00 | 30,20 | 29,50 | 42,76 | 236,80 | 279,55 |
| 5,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 34,50 | 58,58 | 435,42 | 494,00 |
| 5,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 39,50 | 76,69 | 491,97 | 568,66 |
| 6,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 44,50 | 97,09 | 548,52 | 645,61 |
| 6,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 49,50 | 119,79 | 605,07 | 724,86 |
| 7,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 54,50 | 144,78 | 661,62 | 806,40 |
| 7,50 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 59,50 | 172,06 | 718,17 | 890,23 |
| 8,00 | 0,60 | 10,00 | 34,80 | 64,50 | 201,64 | 774,72 | 976,35 |
| 8,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 69,50 | 230,29 | 831,27 | 1.061,56 |
| 9,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 74,50 | 261,00 | 887,82 | 1.148,82 |
| 9,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 79,50 | 293,77 | 944,37 | 1.237,14 |
| 10,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 84,50 | 328,61 | 1.000,92 | 1.326,55 |
| 10,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 89,50 | 365,50 | 1.057,47 | 1.417,16 |
| 11,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 94,50 | 404,46 | 1.114,02 | 1.508,94 |
| 11,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 99,50 | 445,48 | 1.170,57 | 1.601,92 |
| 12,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 104,50 | 488,56 | 1.227,12 | 1.696,16 |
| 12,50 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 109,50 | 533,70 | 1.283,67 | 1.791,63 |
| 13,00 | 0,60 | 10,00 | 32,00 | 114,50 | 580,90 | 1.340,22 | 1.888,33 |
| | | | | | | 938,14 | |
| Carico Limite (kN) | | | | Carico di rottura del cls del palo (kN) | | | |
| Q_{lat} (kN) | 581 | | | $Q_{lim,cls}$ [kN] | 4.654 | | |
| Q_{base} (kN) | 938 | | | R_{ck} [kPa] | 35.000 | | |
| Q_{lim} | 1.519 | | | | | | |
| Q_{traz} (kN) | 415 | | | | | | |
| gammaR3 | 1,30 base | | | $Q_{c,lim}$ (kN) | 1.172 | | |
| | 1,15 lat compr. | | | Q_{lim} (kN) | 387 | | |
| | 1,25 lat traz. | | | | | | |

Figura 10.17 Condizioni stratigrafiche e capacità portante dei pali

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

Nella tabella seguente si riassumono i risultati della verifica di capacità portante nelle combinazioni SLU A2M2 e SLD, considerando un palo trivellato a elica continua di lunghezza 13 m e diametro 0.6 m. Il calcolo effettuato permette la verifica del palo sottoposto al massimo carico assiale; la verifica di capacità portante risulta pertanto automaticamente verificata per tutti gli altri pali.

Tabella 10.6: Verifica di capacità portante fondazioni su pali Corpo a "C"

| | Q _{lim} compr (kN) | F _{max} compr (kN) |
|----------|--------------------------------|--------------------------------|
| SLU A1M1 | 2123 | 1326 |
| SLU A2M2 | 1172 | 1097 |
| SLD | 1172 | 996 |

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta in tutti i casi, garantendo un fattore di sicurezza sempre superiore al coefficiente di correlazione previsto dalla normativa, pari a 1.21. Si nota che la Combinazione A2M2R2 (impiegata nelle combinazioni SLU A2M2 e SLD) considera implicitamente un fattore di sicurezza minimo di 1.25 rispetto alla Combinazione A2M1R2 prevista dalla rettifica alle N.T.C. 2008 riportata nella Circolare 02/02/2009. La rottura del calcestruzzo del palo avviene per valori maggiori rispetto al massimo carico limite del palo

Analisi degli spostamenti verticali

Gli spostamenti verticali dei pali sono calcolati nelle condizioni di stato limite di esercizio (SLE) al fine di valutare l'accettabilità degli spostamenti ottenuti. La metodologia impiegata è descritta in dettaglio nel Capitolo 10.2.1, a cui si fa riferimento.

I pali di fondazione hanno lunghezza 13 m, diametro 60 cm e il carico assiale agente Q in condizioni di esercizio è pari a 824.5 kN. Si prosegue in accordo alla metodologia di Poulos & Davis e si determinano le seguenti grandezze:

$$L/D=21.7$$

$$I_0=0.087$$

$$I_0=0.087$$

$$E_s=50960 \text{ kPa}$$

$$R_k=1.27$$

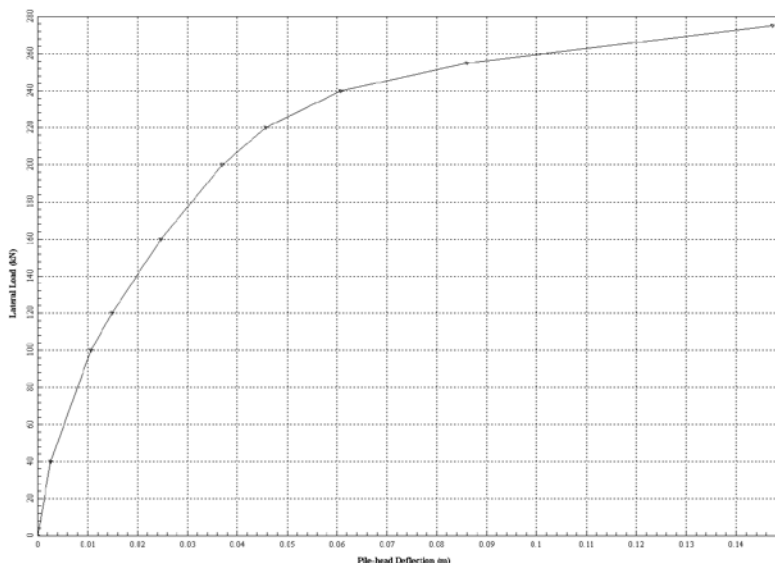
$$R_v=0.93$$

da cui si determina lo spostamento verticale δ pari a circa 3 mm, che si considera accettabile.

Analisi dei carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite per forze orizzontali viene effettuato incrementando il carico orizzontale applicato fino al collasso della struttura.

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche SLU sono stati considerati gli approcci A1M1 e A2M2; il primo approccio risulta dimensionante dal punto di vista strutturale e pertanto dai risultati di questa analisi sono state ottenute le sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali; l'approccio A2M2 è dimensionante dal punto di vista geotecnico e comporta la valutazione del carico limite. La verifica in condizioni SLD è stata effettuata con carichi non incrementati e parametri del terreno ridotti. Si riportano di seguito le curve del carico limite dei pali nel caso di parametri del terreno ridotti.



**Figura 10.18 Carico limite dei pali in condizioni SLU e SLD
(fondazione su 4 pali, parametri del terreno ridotti)**

Il carico ultimo per i pali è pari a 275 kN, mentre il carico massimo agente è pari a 56 kN (condizione sismica); la verifica del carico ultimo è soddisfatta. E' soddisfatta inoltre la verifica della presenza di almeno due punti di annullamento degli spostamenti orizzontali lungo il fusto del palo.

Le caratteristiche di sollecitazione agenti lungo il fusto dei pali e dovute ai carichi orizzontali nelle diverse combinazioni di carico sono determinate attraverso il software "LPile" nell'ipotesi di testa impedita di ruotare. In questo modo si tiene conto in modo adeguato dell'interazione palo-terreno.

Analisi degli spostamenti orizzontali

Si è sviluppato un modello in I-pile considerando per la testa del palo la condizione di testa fissa e si sono applicate in testa al palo le sollecitazioni agenti in condizioni di esercizio. Nel seguito si riporta l'andamento dello spostamento orizzontale lungo il palo da 13 m, da cui si evince che gli spostamenti risultano accettabili.

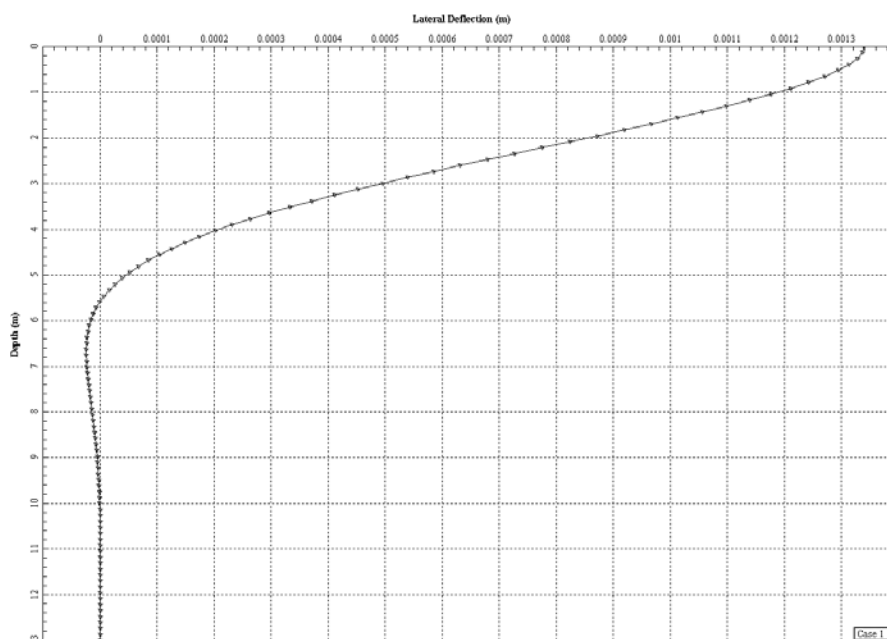


Figura 10.19 Spostamento orizzontale dei pali del Corpo a "C" in condizioni SLE

Verifiche strutturali

La verifica strutturale del palo viene condotta considerando:

- sezione circolare di 60cm di diametro
- armatura longitudinale 2020
- armatura a taglio spirale 12/20
- copriferro 5cm
- calcestruzzo $R_{ck} > 35$ MPa

Si riportano i diagrammi di taglio e momento nella combinazione SLD (la condizione che comporta le sollecitazioni di taglio e momento maggiori) utilizzati per effettuare le verifiche strutturali dei pali.

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

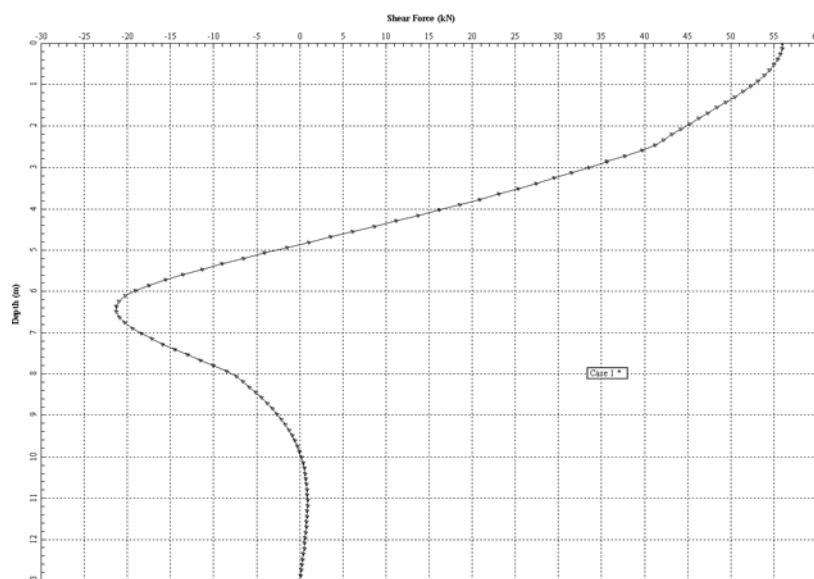


Figura 10.20 Taglio lungo il fusto del palo (combinazione SLD)

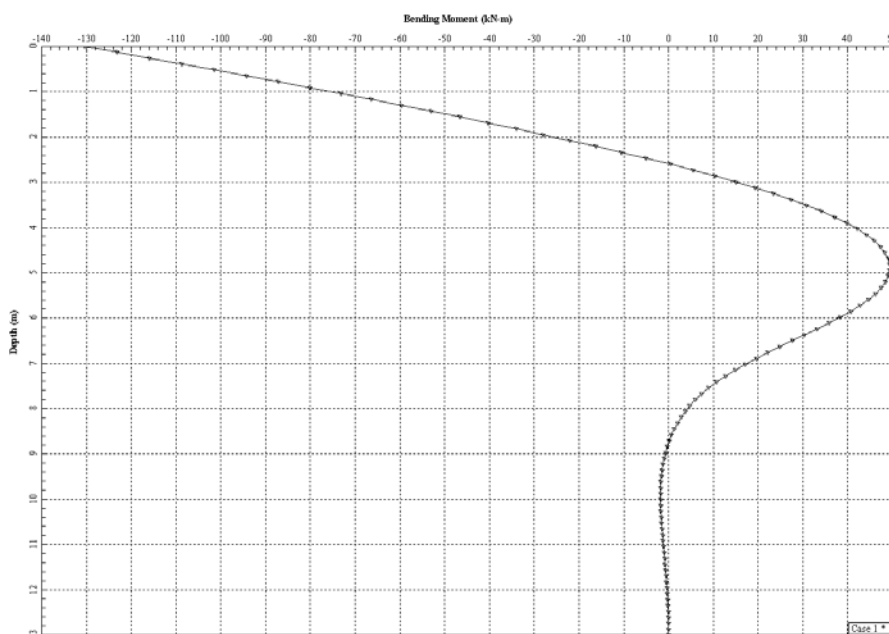


Figura 10.21 Momento lungo il fusto del palo (combinazione SLD)

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni considerate per la verifica strutturale dei pali di fondazione.

Tabella 10.7: Sollecitazioni per verifica strutturale pali Corpo a "C"

| | Nmax (kN) | Vmax(kN) | Mmax (kNm) |
|-----|-----------|----------|------------|
| SLD | 995 | 56 | 130 |

MINISTERO DELLA DIFESA
DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO - 4° REPARTO - 10° DIVISIONE
PROGRAMMA J.S.F. - INTERVENTI INFRASTRUTTURALI CONNESSI AL "PHASE-IN" DEL VELIVOLO F-35 PRESSO L'AEROBASE DI MARISTAER GROTTAGLIE (TA)
Relazione di Calcolo Preliminare Strutture - Progetto Definitivo

| | Nmax (kN) | Vmax(kN) | Mmax (kNm) |
|-----|-----------|----------|------------|
| SLD | 995 | 56 | 130 |

Nella figura seguente sono visualizzati i risultati della verifica a pressoflessione. In tutti i casi le verifiche sono superate.

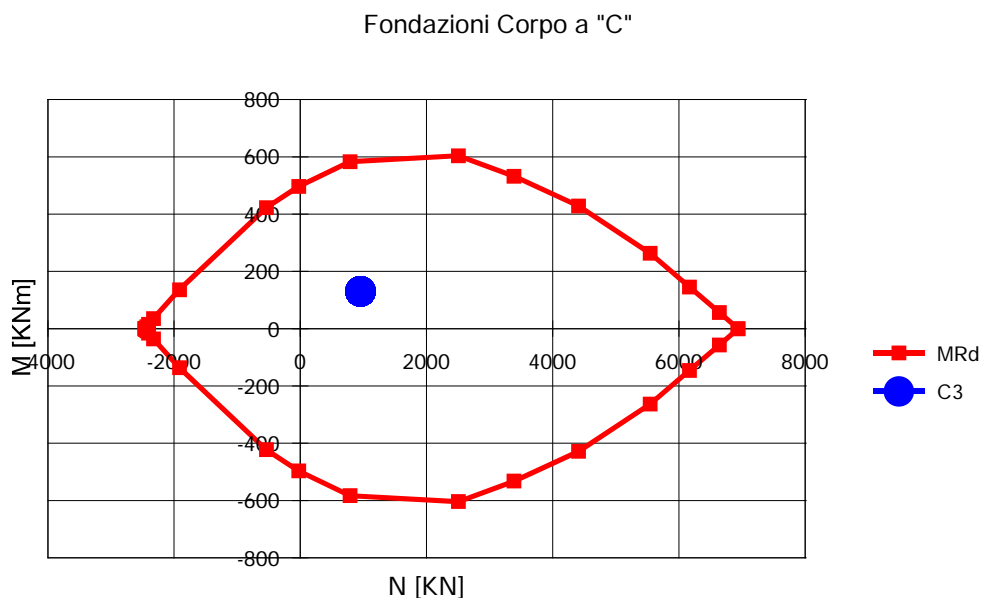


Figura 10.22 Diagramma M-N per verifica strutturale pali Hangar Bay

La verifica strutturale a taglio è stata effettuata nella combinazione di carico più gravosa dal punto di vista della sollecitazione tagliante (A1M1), le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono le seguenti:

$$V_{22,Ed}^{SLU} = 56 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio allo stato limite ultimo è stato utilizzato foglio di calcolo Excel prodotto in-house, il quale è stato verificato mediante casi studio reperiti in bibliografia.

Si ipotizza l'inserimento di staffe $\varnothing 112$ mm a 2 braccia disposte con il passo 20 cm in corrispondenza del tratto maggiormente sollecitato a taglio,

Il taglio resistente allo SLU risulta:

$$V_{Rd}^{SLU} = 191 \text{ kNm} > V_{Ed}^{SLU} = 56 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta. In allegato si riportano in dettaglio i passaggi ed i risultati di tale verifica.

Verifiche strutturali dei plinti

Date le caratteristiche tozze dei plinti impiegati, si effettua la verifica degli stessi con riferimento a un modello tirante – puntone, schematizzato nella figura seguente. Il carico massimo assiale agente N sul plinto più caricato (plinto tipo P1, filo-picchetto L-10), in condizioni SLU, è pari a 5128 kN. Il plinto ha dimensioni 2.7 m x 2.7 m, altezza 1.2 m (denominata d in figura), ed è armato con $\varnothing 26/20$ all'estradosso e con $\varnothing 26/20$

all'intradosso, con copriferro (c) 5 cm. La larghezza del pilastro è pari a 0.7 m e pertanto la suola di fondazione ha larghezza 1.0 m su entrambi i lati (bs). L'asse del palo dista dal bordo 0.45 m (dp).

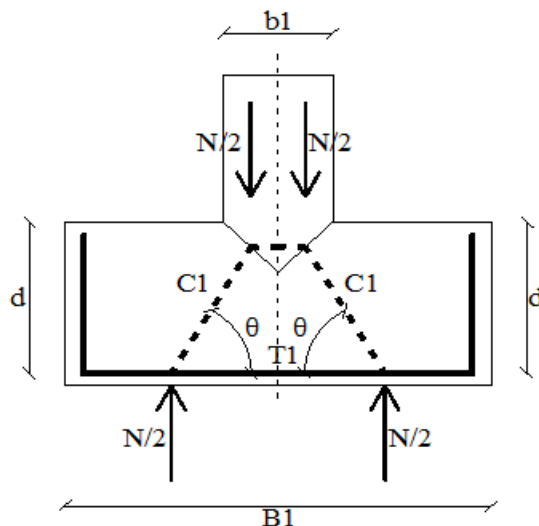


Figura 10.22 Schematizzazione modello tirante - puntone

Con approccio conservativo si trascura la tridimensionalità del plinto e si analizza il problema solamente lungo un piano, ipotizzando di distribuire il massimo carico assiale solamente su due pali (carico per le verifiche pari a $N/2$)

La trazione agente sull'armatura inferiore del plinto è pari a:

$$N_t = N/2 \cot \theta = 1282 \text{ kN}$$

Essendo:

$$\cot \theta = (bs - dp) / (d - 2c)$$

Il diametro del palo è di 600 mm e si considera una porzione di fondazione reagente pari a 1200 mm; all'interno del tratto reagente sono presenti 7 ferri $\phi 26$, da cui si ricava una area di armatura A_s pari a:

$$A_s = 7 \cdot 531 \text{ mm}^2 = 3717 \text{ mm}^2$$

$$F_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = A_s f_{yd} = 1453 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta poichè $N_{Rd} > N_t$.