



**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)**




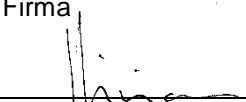
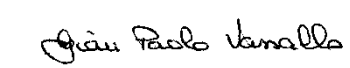
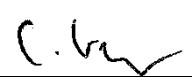
FASE: <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		SERIE: <b>ELABORATI DESCRITTIVI GENERALI</b>			
DESCRIZIONE: <b>RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA STRUTTURE</b>					
COD. PROGETTO:	IDENTIFICATIVO TAVOLA:	NOME FILE:			SCALA:
P FG 11 001 D	<b>GEN_04</b>	GEN04_00.doc			-
<b>PROGETTISTI ESTERNI ALL'A.D. IN R.T.I.:</b> MANDATARIA:  <b>ARCOMPROJECT S.R.L.</b> Via Venanzio Fortunato, 55 - 00136 Roma t. +39.06.35344031 - f. +39.06.35401984 e-mail: info@arcomproject.com www.arcomproject.com		<b>PROGETTISTI DELL' A.D.:</b>  Arch. Franco ORSINI  T.V. (AN) Ing. Davide AMODEO  Coll. Prof. Ing. Alessandro SABATINI			
<b>MANDANTE:</b>  <b>D'APPOLONIA S.P.A.</b> Via San Nazaro, 19 - 16145 Genova t. +39.010.3628148 - f. +39.010.3621078 e-mail: info@dappolonia.it www.dappolonia.it		<b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:</b>  Col. G.A.r.n. Guido PIANESELLI			
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	ESEGUITO:	CONTROLLATO:	APPROVATO:
0	19/10/2012	EMISSIONE	MDF	RPV	CV
1					
2					
<b>INFORMAZIONI NON CLASSIFICATE CONTROLLATE - FOR OFFICIAL USE ONLY</b>					

# Ministero della Difesa – Italia

## Grottaglie, Italia

**Progettazione Definitiva**  
**Programma Joint Strike Fighter**

**Relazione Tecnica**  
**Specialistica Strutture**

Preparato da	Firma	Data
Michele Di Franco		19 Ottobre 2012
Controllato da	Firma	Data
Riccardo Viviano		19 Ottobre 2012
Approvato da	Firma	Data
Gian Paolo Vassallo		19 Ottobre 2012
Sottoscritto da	Firma	Data
Carlo Vardanega		19 Ottobre 2012

Rev.	Descrizione	Preparato da	Controllato da	Approvato da	Sottoscritto da	Data
0	Prima Emissione	MDF	RPV	GV	CV	Ottobre 2012

Sommario

CAP. 1	INTRODUZIONE .....	2
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	2
CAP.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
CAP.3	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI.....	3
CAP.4	MATERIALI .....	4
4.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	4
4.1.1	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	4
4.1.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	4
4.1.3	CALCESTRUZZO.....	4
4.2	DURABILITÀ.....	4
4.2.1	CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	4
CAP. 5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
CAP. 6	CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA.....	5
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI .....	5
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	6
6.3	CARICO DA SISMA.....	6
6.3.1	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA.....	7
6.3.1.1	Hangar Bay .....	7
6.3.1.2	Corpo a "C" .....	7
6.4	CARICO DA VENTO .....	8
6.5	CARICO DA NEVE .....	11
CAP. 7	CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	12
7.1	CONDIZIONI DI CARICO .....	12
7.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	13
7.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE) .....	13
CAP.8	MODELLI STRUTTURALI .....	14
CAP.9	OPERE GEOTECNICHE .....	15
9.1	- DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE .....	15
CAP.10	CONCLUSIONI .....	17

## **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](http://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](http://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.

#### **4.1.2 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.

#### **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

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

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

### **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/m<sup>3</sup>;
- Minimo copriferro: 35 mm (classe strutturale S6).



## **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**

<b>Terreno</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>E (MPa)</b>
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**

<b>Terreno</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Da (m)</b>	<b>A (m)</b>
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 <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato	25,0 kN/m <sup>3</sup>

Calcestruzzo non armato 24,0 kN/m<sup>3</sup>

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/m<sup>2</sup>

Fabbricato Hangar. Copertura reticolare

Pannelli di copertura coibentati 0,50 kN/m<sup>2</sup>

## 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/m<sup>2</sup>

## 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  $VN = 100$  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  $CU = 2.0$  (Tab. 2.4.II - NTC2008).

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

Utilizzando il documento Excel SPETTRI-NTC v1.0.3 fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (scaricabile dal sito [www.cslp.it](http://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:

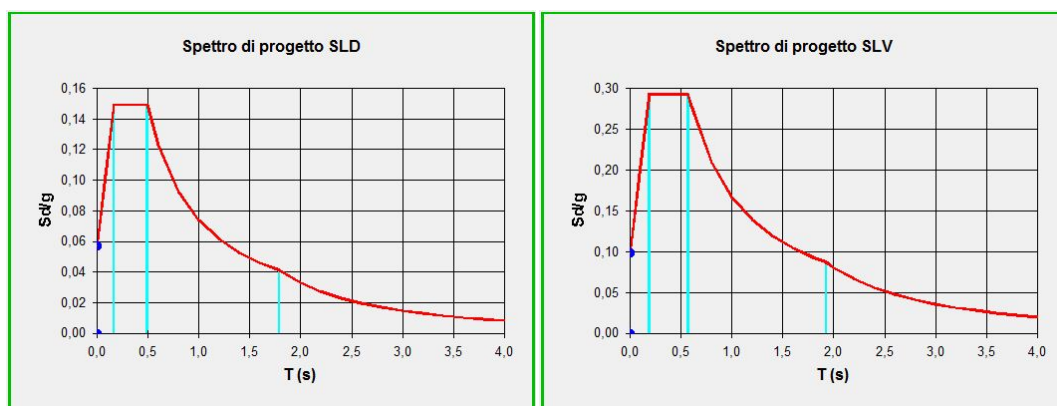
**Tabella 6.1: Parametri per la definizione della pericolosità sismica di base**

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  $\alpha_u/\alpha_1$  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  $\alpha_u/\alpha_1$ :

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:

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

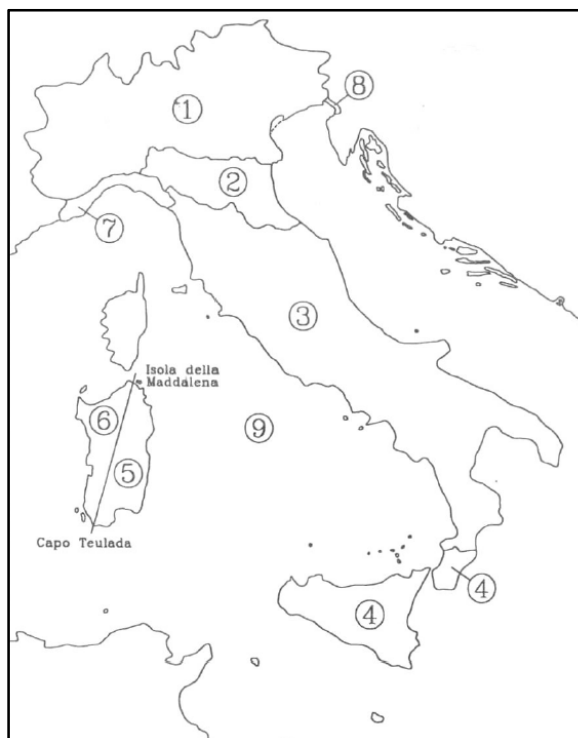
$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

**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 Tecnica 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

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

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

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

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

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




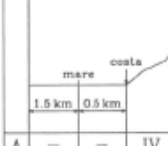
La classe di rugosità risulta essere la D (Tabella 6.3).

**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	—
B	—	III	III	IV	IV	B	—
C	—	*	III	III	IV	C	—
D	I	II	II	II	III	D	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	—
B	—	II	III	IV	IV	B	—
C	—	II	III	III	IV	C	—
D	I	I	II	II	III	D	I
						* Categoria I in zona 6 Categoria II 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:

$\rho$  è la densità media di massa dell'aria pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b(T_R)$  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;  
 $\mu_i$  è un coefficiente di forma;  
 $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>];  
 $C_e$  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	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	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	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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:

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

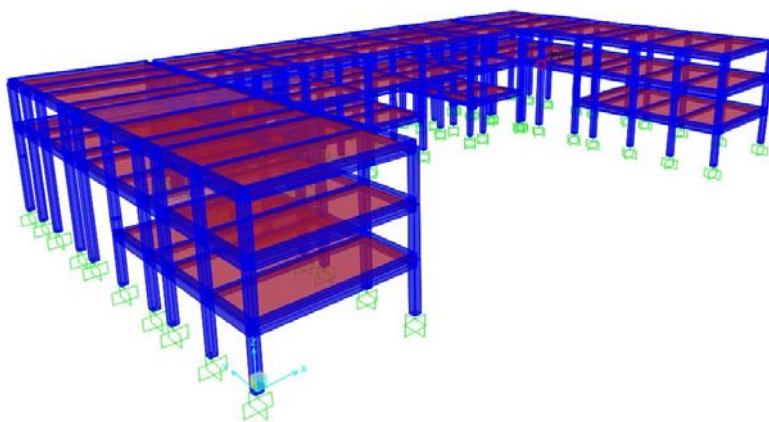
$$F_{d,SLE,f} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

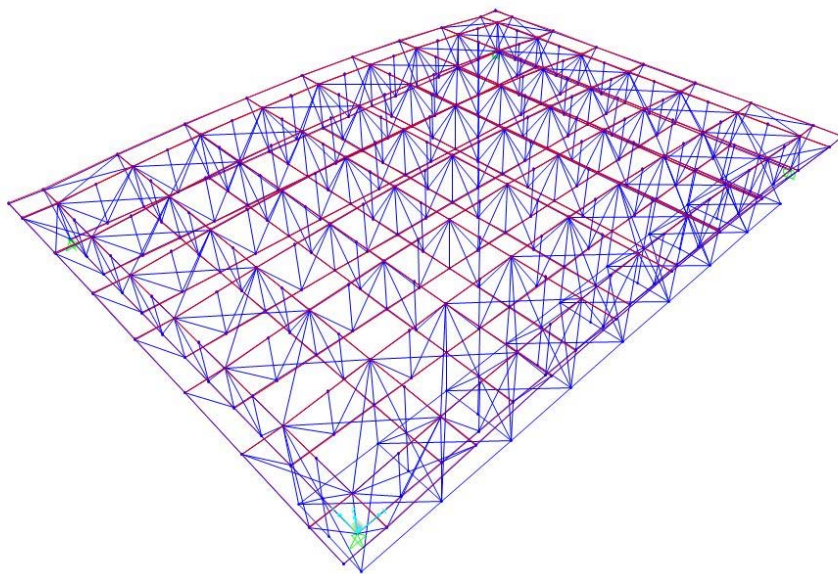
le quali indicano rispettivamente alle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti.

## **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" e della copertura dell'Hangar Bay.



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



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

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.

Gli elementi costituenti la copertura sono modellati come elementi beam a cui sono state applicate le release a momento in accordo all'ipotesi di strutture reticolari caricate solo in corrispondenza dei nodi, per cui costituite da aste soggette a solo sforzo normale.

## **CAP.9 OPERE GEOTECNICHE**

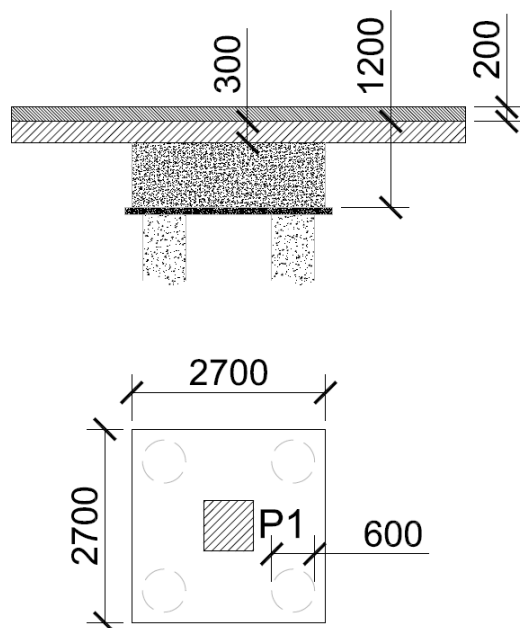
Le opere geotecniche previste dal progetto sono costituite da opere di fondazione di tipo superficiale (platea di fondazione) e opere di fondazione di tipo profondo (fondazioni su pali). Nel seguito si descrivono nel dettaglio le opere di fondazione previste, le metodologie di verifica e i risultati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

### **9.1 - 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 carroponte 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  $\phi$  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  $\phi$  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. (IntegratedPower 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.

#### **CAP.10 CONCLUSIONI**

La presente relazione riporta i principi generali utilizzati per la progettazione dell'Hangar di manutenzione. Il dettaglio dei calcoli svolti e le verifiche effettuate sono riportate nella Relazione Preliminare di Calcolo Strutturale.