

Università degli Studi di Genova Centro di Servizi Interfacoltà del Polo Universitario di Savona Savona, Italia

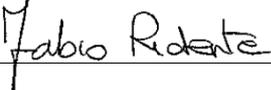
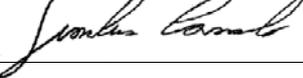
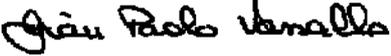
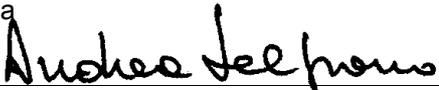
**Progettazione Preliminare,
Definitiva ed Esecutiva, per la
Realizzazione di un'Infrastruttura
Sperimentale-Dimostrativa di
Poligenerazione Denominata
"Smart Polygeneration Microgrid"**

**Progetto Esecutivo
Relazione Tecnica e
Strutturale**

Università degli Studi di Genova Centro di Servizi Interfacoltà del Polo Universitario di Savona Savona, Italia

**Progettazione Preliminare,
Definitiva ed Esecutiva, per la
Realizzazione di un'Infrastruttura
Sperimentale-Dimostrativa di
Poligenerazione Denominata
"Smart Polygeneration Microgrid"**

**Progetto Esecutivo
Relazione Tecnica e
Strutturale**

Preparato da	Firma	Data
Fabio Ridente		Maggio 2012
Controllato da	Firma	Data
Andrea Tomarchio		Maggio 2012
Alessandro Odasso		Maggio 2012
Gianluca Cassulo		Maggio 2012
Approvato da	Firma	Data
Giampaolo Vassallo		Maggio 2012
Sottoscritto da	Firma	Data
Andrea Del Grosso		Maggio 2012

Rev.	Descrizione	Preparato da	Controllato da	Approvato da	Sottoscritto da	Data
1	Seconda Emissione	FR	AGT/AO/GIC	GV	AED	Maggio 2012
0	Prima Emissione	FR	AGT/AO/GIC	GV	AED	Aprile 2012

INDICE

	<u>Pagina</u>
ELENCO DELLE TABELLE	IV
ELENCO DELLE FIGURE	V
ELENCO DELLE TAVOLE (FUORI DAL TESTO)	VI
1 INTRODUZIONE	1
1.1 ORGANIZZAZIONE DEL DOCUMENTO	2
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI	5
4 MATERIALI	6
4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1.1 Acciaio per Cemento Armato	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	9
4.3.1 Acciaio per Cemento Armato	9
4.3.2 Acciaio da Carpenteria Metallica	9
4.3.3 Calcestruzzo	9
5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO	11
5.1 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO	11
6 CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA	12
6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	12
6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	12
6.3 CARICO DA SISMA	12
6.4 CARICO DA VENTO	13
6.5 CARICO DA NEVE	17
7 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO	19
7.1 CONDIZIONI DI CARICO	19
7.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	19
7.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)	20
8 IMPIANTO SOLARE A CONCENTRAZIONE	21
8.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO	21
8.1.1 Carichi Permanenti strutturali	21
8.1.2 Carichi Permanenti non Strutturali	21
8.1.3 Carichi Accidentali	21
8.1.4 Carichi da Sisma	22
8.1.5 Carichi da Vento	22
8.1.6 Carichi da Neve	27
8.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	27
8.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)	28
8.4 FONDAZIONE	28

INDICE
(Continuazione)

	<u>Pagina</u>
8.4.1 Verifiche di Capacità Portante	29
8.4.2 Verifiche di Scorrimento	29
8.4.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo	29
8.4.4 Verifiche a Stato limite di Esercizio	32
8.5 FONDAZIONE ACCUMULATORE	32
8.5.1 Verifiche di Capacità Portante	32
8.5.2 Verifiche di Scorrimento	33
8.6 MURO ESISTENTE	33
9 IMPIANTO DI COGENERAZIONE	35
9.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO	35
9.1.1 Carichi Permanenti Strutturali (G_1)	35
9.1.2 Carichi Permanenti non Strutturali (G_2)	35
9.1.3 Carichi Accidentali(Q_i)	36
9.1.4 Carichi da Sisma (E)	36
9.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	37
9.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)	37
9.4 STRUTTURA IN ACCIAIO	38
9.4.1 Arcarecci di Parete	39
9.4.2 Travi di Copertura	39
9.4.3 Colonne	39
9.4.4 Collegamenti	40
9.5 FONDAZIONE	48
9.5.1 Verifiche di Capacità Portante	49
9.5.2 Verifiche di Scorrimento	49
10 ACCUMULATORI ELETTRICI	50
10.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	50
10.2 VERIFICHE DI SCORRIMENTO	50
11 IMPIANTO FOTOVOLTAICO	51
11.1 ISOLAMENTO TERMICO DELLA COPERTURA	52
11.2 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO	53
11.2.1 Carichi Permanenti Strutturali (G_1)	53
11.2.2 Carichi Permanenti non Strutturali (G_2)	53
11.2.3 Carichi Accidentali(Q_i)	54
11.3 VERIFICA SOLLEVAMENTO PANNELLI FOTOVOLTAICI	55
11.4 VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA	57
11.4.1 Condizioni di Carico e Combinazioni di Calcolo	59
11.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo	61
11.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio	65
12 GRUPPO REFRIGERATORI E TORRE EVAPORATIVA	68
12.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	68

INDICE
(Continuazione)

	<u>Pagina</u>
12.2 VERIFICHE DI SCORRIMENTO	68
13 OPERE INTERNE PALAZZINA DELFINO	69
14 CONCLUSIONI	70
APPENDICE A: CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE	
APPENDICE B: CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DEI SUPPORTI TIPO HILTI	
APPENDICE C: RELAZIONE SULLE PROVE DI CARICO	
APPENDICE D: INPUT E OUTPUT MODELLO SAP2000	

ELENCO DELLE TABELLE

<u>Tabella No.</u>	<u>Pagina</u>
Tabella 4.1: Caratteristiche Acciaio per Cemento Armato B450C	6
Tabella 4.2: Classi di Esposizione	7
Tabella 4.3: Valori Limiti per la Composizione e le Proprietà del Calcestruzzo	7
Tabella 6.1: Parametri per la Definizione della Pericolosità Sismica di Base	13
Tabella 6.2: Valori dei Parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le Diverse Zone Italiane	14
Tabella 6.3: Classi di Rugosità del Terreno	16
Tabella 6.4: Criterio di Assegnazione della Categoria di Esposizione	16
Tabella 6.5: Valori dei Parametri k_r , z_0 e z_{min}	17
Tabella 6.6: Valori C_e per Diverse Classi di Topografia	18
Tabella 6.7: Valori del Coefficiente di Forma	18
Tabella 7.1: Valore dei Coefficienti di Combinazione	19
Tabella 8.1: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Permanenti	21
Tabella 8.2: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Permanenti non Strutturali	21
Tabella 8.3: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Accidentali	21
Tabella 8.4: Azioni Caratteristiche Indotte dall'Azione Sismica	22
Tabella 8.5: Azioni Aerodinamiche sul Paraboloide	27
Tabella 8.6: Azioni Caratteristiche Indotte dal Carico da Vento	27
Tabella 8.7: Azioni Caratteristiche Indotte dal Carico da Neve	27
Tabella 8.8: Combinazioni di Calcolo allo SLU per l'Impianto Solare a Concentrazione	27
Tabella 8.9: Sollecitazioni di Calcolo allo SLU per l'Impianto Solare a Concentrazione	28
Tabella 8.10: Combinazioni di Calcolo allo SLE per l'Impianto Solare a Concentrazione	28
Tabella 8.11: Sollecitazioni di Calcolo allo SLE per l'Impianto Solare a Concentrazione	28
Tabella 9.1: Combinazioni di Calcolo allo SLU per le Microturbine	37
Tabella 9.2: Combinazioni di Calcolo allo SLE per le Microturbine	37
Tabella 9.3: Verifiche delle Saldature Nodo Trave-Colonna	42
Tabella 9.4: Verifiche Bullonatura Nodo Trave-Colonna	43
Tabella 9.5: Verifiche Bullonatura Nodo Controvento Verticale-Colonna	45
Tabella 9.6: Verifiche delle Saldature Nodo Colonna-Fondazione	47
Tabella 11.1: Coefficienti di Pressione per Coperture Piane	55
Tabella 11.2: Carichi Elementari	59
Tabella 11.3: Sollecitazioni Elementari Agenti sul Solaio di Copertura (L=6,40 m)	59
Tabella 11.4: Sollecitazioni Elementari Agenti sul Solaio di Copertura (L=5,80 m)	59
Tabella 11.5: Tabella delle Combinazioni allo SLU	60
Tabella 11.6: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLU (L=6,40 m)	60
Tabella 11.7: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLU (L=5,80 m)	60
Tabella 11.8: Tabella delle Combinazioni allo SLE	61
Tabella 11.9: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLE (L=6,40 m)	61
Tabella 11.10: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLE (L=5,80 m)	61

ELENCO DELLE FIGURE

<u>Figura No.</u>	<u>Pagina</u>
Figura 1.1: Inquadramento dell'Intervento in Oggetto	1
Figura 4.1: Diagramma σ - ϵ Acciaio	9
Figura 4.2: Diagramma σ - ϵ Calcestruzzo	10
Figura 6.1: Spettro Orizzontale Elasticoallo SLV	13
Figura 6.2: Zone Caratterizzate da Diversi Valori della Velocità di Riferimento	15
Figura 8.1: Azioni Risultanti su Costruzioni ed Elementi Compatti	23
Figura 8.2: Azioni Aerodinamiche sul Paraboloide	24
Figura 8.3: Coefficiente di Forza C_{FX} per le Antenne Paraboliche	24
Figura 8.4: Coefficiente di Forza C_{FZ} per le Antenne Paraboliche	25
Figura 8.5: Eccentricità della Forza Trasversale F_z	26
Figura 8.6: Calcolo del Momento Resistente per il Plinto del Trinum	30
Figura 8.7: Azione Dovuta ad un Carico Nastriforme	33
Figura 9.1: Modello 3d della Struttura in Acciaio	38
Figura 9.2: Collegamento Trave-Colonna	40
Figura 9.3: Schema Saldatura Nodo Trave-Colonna	41
Figura 9.4: Collegamento Trave-Colonna	43
Figura 9.5: Collegamento Diagonale Controvento	44
Figura 9.6: Collegamento Colonna-Fondazione	46
Figura 9.7: Collegamento Colonna-Fondazione (Pianta)	46
Figura 9.8: Verifica Sezione di Contatto Piastra-Fondazione	48
Figura 11.1: Pacchetto Isolamento Termico Copertura	53
Figura 11.2: Suddivisione delle Coperture Piane in Zone di Uguale Pressione	54
Figura 11.3: Azioni Agenti sui Pannelli Fotovoltaici	56
Figura 11.4: Momento Resistente Positivo per Solaio di Luce 6,40 m	62
Figura 11.5: Momento Resistente Negativo per Solaio di Luce 6,40 m	62
Figura 11.6: Momento Resistente Positivo per Solaio di Luce 5,80 m	63
Figura 11.7: Momento Resistente Negativo per Solaio di Luce 5,80 m	64
Figura 13.1: Individuazione delle Opere Interne	69

ELENCO DELLE TAVOLE (FUORI DAL TESTO)

Tavola No.

Tavola 1 – Opere Civili: Planimetria Generale, Inquadramento

Tavola 2 – Opere Civili: Planimetria Generale, Rilievo

Tavola 3 – Opere Civili: Impianto Solare a Concentrazione, Carpenteria e Armatura Fondazioni

Tavola 4 – Opere Civili: Impianto di Cogenerazione, Carpenteria e Armatura Fondazione

Tavola 5 – Opere Civili: Impianto di Cogenerazione, Carpenteria Metallica

Tavola 6 – Opere Civili: Impianto Fotovoltaico, Carpenteria e Dettagli

Tavola 7 – Opere Civili: Opere Interne Palazzina Delfino, Planimetria Interventi e Dettagli

Tavola 8 – Opere Civili: Impianti Accessori, Carpenteria e Armatura Fondazioni

Tavola 9 – Opere Civili: Ricarica Veicoli, Carpenteria e Armatura Fondazioni

**PROGETTO ESECUTIVO
RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE
PROGETTAZIONE PRELIMINARE, DEFINITIVA ED ESECUTIVA, PER LA
REALIZZAZIONE DI UN'INFRASTRUTTURA SPERIMENTALE-
DIMOSTRATIVA DI POLIGENERAZIONE DENOMINATA "SMART
POLYGENERATION MICROGRID"**

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come oggetto la progettazione esecutiva delle opere civili inserite nell'intervento per la realizzazione di un'infrastruttura sperimentale-dimostrativa di poligenerazione denominata "Smart Polygeneration Microgrid" (SPM), localizzata presso il Campus universitario di Savona.

La figura seguente mostra le zone interessate dall'intervento.



Figura 1.1: Inquadramento dell'Intervento in Oggetto

Le strutture in oggetto sono a servizio dei seguenti sistemi:

- impianto Solare a Concentrazione a terra da 2 kWe e 6 kWt;
- microturbina cogenerativa a metano da 65 kWe e 112kWt con possibilità di trigenerazione tramite gruppo ad assorbimento;
- impianto Solare Fotovoltaico a tetto da 49,9kWp;
- struttura di accumulo elettrico;
- gruppo refrigeratori (chiller) e torre evaporativa;
- opere interne palazzina Delfino.

L'impianto Solare a Concentrazione, costituito da due paraboloidi ognuna di ingombro 4,50x4,50x4,50 m, è posizionato in adiacenza ad un muro di sostegno a gravità. Ogni paraboloide è fondato su plinti, di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 2,00x2,00x0,85 m. In adiacenza all'impianto solare a concentrazione, è posizionato un accumulatore su plinto di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 2,00x2,00x0,30 m.

Le microturbine necessitano di un basamento, realizzato mediante platea superficiale, di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 7,50x5,50x0,30 m. A protezione delle stesse è predisposta una struttura a pannelli con funzione insonorizzante. Questa è realizzata mediante una struttura portante in acciaio a supporto delle superfici laterali in pannelli sandwich e della copertura in grigliato tipo Orsogril.

L'impianto Solare Fotovoltaico è localizzato sulla copertura della palazzina Delfino. I pannelli sono disposti su file composte da 16 pannelli orizzontali e inclinati di 30° rispetto al piano della copertura. Gli stessi sono posizionati su supporti tipo HILTI.

La struttura di accumulo elettrico, localizzata in adiacenza al muro in pietra esistente, a nord-ovest della Palazzina Delfino, presenta una fondazione su una platea superficiale di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 7,50x3,50x0,30 m.

Il gruppo refrigeratori (chiller) e la torre evaporativa, posizionati in adiacenza all'edificio della Biblioteca, necessitano di una fondazione a platea superficiale di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 5,00x4,00x0,30 m.

Le opere interne palazzina Delfino riguardano:

- realizzazione di una sala di controllo all'interno di un vano al piano terra;
- realizzazione di un vano server;
- realizzazione di un vano inverter e ups.

Per completezza di descrizione si riporta la predisposizione di due colonnine ricarica veicoli elettrici, le quali però non hanno richiesto nessun calcolo statico.

1.1 ORGANIZZAZIONE DEL DOCUMENTO

Il documento è organizzato essenzialmente in due parti: la prima parte (Capitoli 1-7) è di carattere generale e descrive gli aspetti comuni a tutte le opere del progetto; la seconda parte (Capitoli 8-13) riporta in dettaglio il progetto esecutivo delle opere civili a servizio di ciascuna parte dell'impianto. Il Capitolo 14 riporta le conclusioni alla fase progettuale esecutiva.

In particolare, il Capitolo 1 contiene una descrizione sommaria dell'interventi in oggetto, il Capitolo 2 riporta la normativa di riferimento; il Capitolo 3 illustra i software di calcolo utilizzati per la progettazione. I Capitoli 4, 5, 6 e 7 riportano rispettivamente in dettaglio le caratteristiche dei materiali, del terreno, i carichi applicati alle strutture e le combinazioni di

carico. I Capitoli 8,9,10,11,12, 13 riportano il progetto delle opere civili rispettivamente dell'impianto solare a concentrazione, dell'impianto di cogenerazione, della fondazione degli accumuli elettrici, dell'impianto fotovoltaico, della fondazione della torre evaporativa, del gruppo di refrigeratori e delle opere interne la Palazzina Delfino.

Integrano il documento gli elaborati grafici elencati all'inizio del documento.

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 1992-1-1:1993 - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. 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.

3 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Per la definizione dei modelli di calcolo delle strutture è stato utilizzato “SAP2000” della Computers&Structures, software integrato per analisi strutturale e verifiche (www.csi-italia.eu).

Per il calcolo degli indicatori di rischio sismico e dei relativi spettri di risposta elastici e di progetto è stato utilizzato il software su foglio di calcolo Excel “Spettri-NTCver.1.0.3.xls”(www.cslp.it).

Per le verifiche delle sezioni in C.A. a stato limite ultimo è stato utilizzato il software “VCASLU” sviluppato dal Prof. Piero Gelfi (www.bsing.ing.unibs.it/~gelfi/).

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

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:	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

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
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

4.1.2.1 Acciaio da Carpenteria Metallica S355JO

Per gli elementi di carpenteria metallica si utilizza acciaio tipo S355JO.

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	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

Modulo di elasticità trasversale

$$G = E/2 \cdot (1 + \nu) \text{ N/mm}^2;$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.3;$$

Coefficiente di espansione termica lineare

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

Densità

$$7850 \text{ Kg/m}^3.$$

4.1.3 Calcestruzzo

Ai sensi dell'NTC2008, UNI EN 206-1-2006 e UNI 11104:2004.

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

- Classe XC2 per le strutture in elevazione e di fondazione.

Tabella 4.2: Classi di Esposizione

XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato

Tabella 4.3: Valori Limiti per la Composizione e le Proprietà del Calcestruzzo

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione dello armatura indotta dalla carbonatazione				Corrosione dello armatura indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/degelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	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	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C32/40	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	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/degelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾	

¹⁾ 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.
²⁾ 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/degelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
³⁾ 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 dell'NTC2008:

4.1.3.1 Calcestruzzo per Opere in Elevazione

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$

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

4.1.3.2 Calcestruzzo Opere di Fondazione, Getti Contro Terra, Micropali

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$

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

4.1.3.3 Calcestruzzo per Getti non Armati

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 12 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

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,...);
- 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;
- copriferrominimo e dettagli costruttivi.

Per le strutture in elevazione di Classe XC2 si ha:

- massimo rapporto $a/c = 0,60$;
- minima classe di resistenza C25/30;
- minimo contenuto di cemento 300 kg/m^3 ;
- minimo copri ferro: 30mm.

Per le strutture di fondazione, getti contro terra, micropali di Classe XC2 si ha:

- massimo rapporto $a/c = 0,60$;
- minima classe di resistenza C25/30;
- minimo contenuto di cemento 300 kg/m^3 ;
- minimo copri ferro: 40mm.

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 $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$.

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

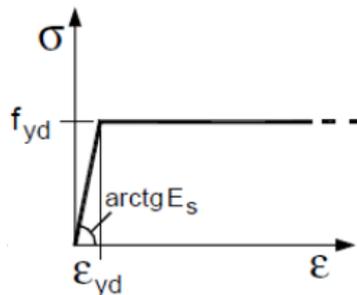


Figura 4.1: Diagramma σ - ϵ Acciaio

$$\epsilon_{uk} > 7.5 \%$$

4.3.2 Acciaio da Carpenteria Metallica

4.3.2.1 Acciaio da Carpenteria Metallica S355JO

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.

4.3.3 Calcestruzzo

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

$$C25/30 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 14 \text{ N/mm}^2$$

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

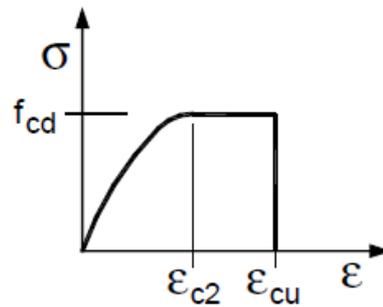


Figura 4.2: Diagramma σ - ϵ Calcestruzzo

con:

- $\epsilon_{c2} = 0,20 \%$;
- $\epsilon_{cu} = 0,35 \%$.

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

La caratterizzazione del terreno fa riferimento al contenuto della Relazione Geologico-Tecnica, documento del marzo 2008 redatto dal Laboratorio Geotecnico Ligure s.n.c.

I dati geotecnici assunti alla base dei calcoli di verifica delle opere di fondazione sono:

Materiale di riporto a granulometria eterogenea:

- peso specifico del terreno $\gamma = 19\text{kN/m}^3$;
- angolo di attrito interno del terreno $\phi \cong 30^\circ$;
- coesione drenata $c' = 10\text{ kPa}$.

Alluvioni medio-grossolane addensate:

- peso specifico del terreno $\gamma = 19\text{kN/m}^3$;
- angolo di attrito interno del terreno $\phi \cong 38^\circ$.

5.1 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO

La caratterizzazione del terreno fa riferimento al contenuto della Relazione Geologico-Tecnica, documento del marzo 2008 redatto dal Laboratorio Geotecnico Ligure s.n.c.

Da tale relazione si evince che il terreno può essere caratterizzato come “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti” con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250\text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

Il terreno risulta quindi di Categoria C

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 78,5kN/m³;
- calcestruzzo armato 25,0 kN/m³;
- calcestruzzo non armato 24,0 kN/m³.

Per quanto riguarda il solaio di copertura della palazzina Delfino si ha:

Solaio a camera d'aria (30 cm) e caldana (4 cm) 5,60 kN/m²;

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- finitura 1,00kN/m²;

Per quanto riguarda il solaio di copertura della palazzina Delfino si ha:

massetto, strati isolanti e impermeabilizzazione 0,70 kN/m²;

- intonaco 0,30 kN/m²;

Nel caso di elementi di geometria ben definita, come ad esempio gli elementi prefabbricati o gli impianti, sono stati usati i valori forniti dal produttore.

- Impianto Solare a Concentrazione tipo TRINUM (600 kg) 6,00 kN;
- Impianto Solare Fotovoltaico (22 kg) 0,22 kN/pannello.

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 $V_N = 50$ anni (Tab. 2.4.I - NTC2008) che corrisponde a opere ordinarie.

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 III dalla definizione dell'NTC2008 paragrafo 2.4.2. a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$ (Tab. 2.4.II - NTC2008).

Si ha pertanto una vita utile di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = 50$ anni.

Utilizzando il documento Excel SPETTRI-NTC v1.0.3 fornito dal Consiglio Superiori dei Lavori Pubblici (scaricabile dal sito www.cslp.it), inserendo i dati della località, si sono ottenuti i valori dei parametri sismici ($V_N = 50$ anni; $C_U = 1,5$) riportati nella tabella che segue.

La struttura è situata a Savona con Latitudine di 44.31° e Longitudine di 8,47°;
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	50	0.024	2.543	0.187
SLV	475	0.055	2.614	0.306

Si assume un suolo di tipo C (Tab. 3.2.II - NTC2008) ed una categoria topografica T2 (Tab. 3.2.IV - NTC2008).

Lo spettro di risposta elastica orizzontale risulta quindi il seguente:

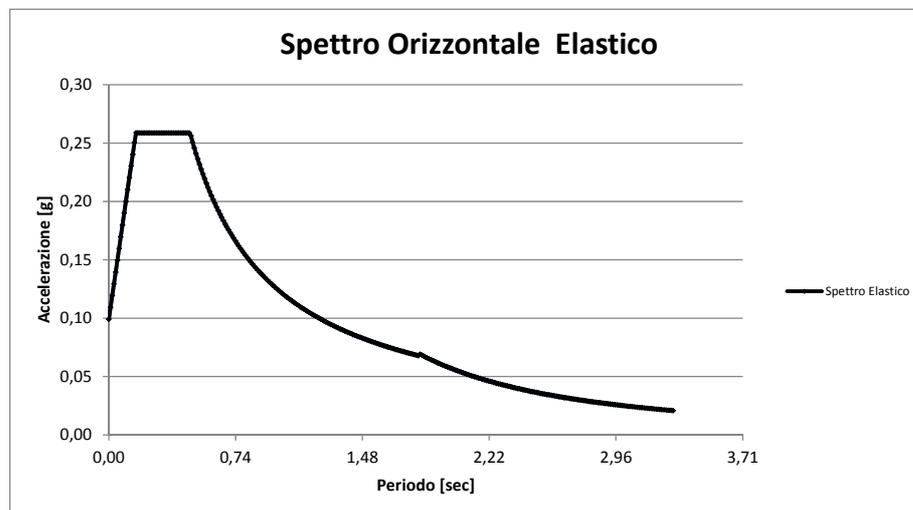


Figura 6.1: Spettro Orizzontale Elasticoallo SLV

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 $T_R = 50$ 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:

$$c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$$

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

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

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

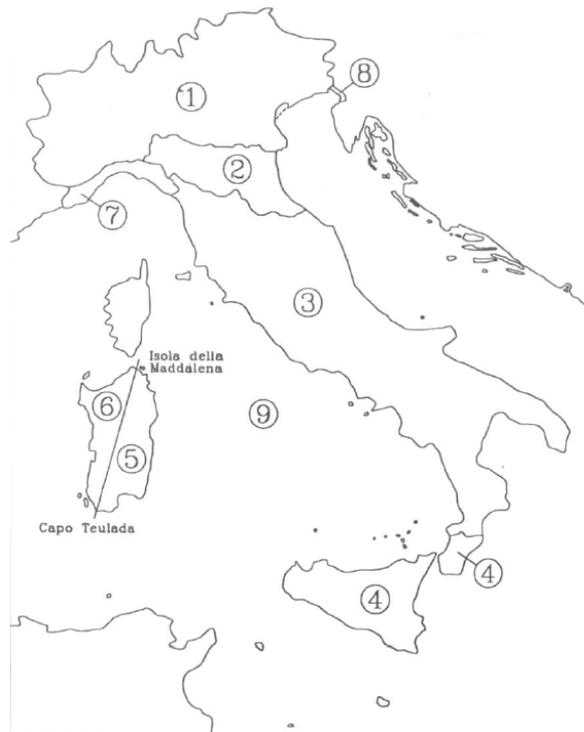


Figura 6.2: Zone Caratterizzate da Diversi Valori della Velocità di Riferimento

Nel caso in esame si ha:

Liguria, Zona 7

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0,54$$

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento di progetto v_r è 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 $T_R = 50$ anni. La velocità è fornita dall'espressione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento calcolata precedentemente;

c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T_R})]} \text{ per } 5 \leq T_R < 50 \text{ anni}$$

Nel caso in esame si ha:

$$c_r = 1,0$$

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

$$v_r = 28 \text{ m/s}$$

La classe di rugosità risulta essere la C (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 III.

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 zone 1,2,3,4 Categoria III in zona 5									
** Categoria III in zone 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):

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

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 picco del vento q_p è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- ρ è la densità media di massa dell'aria pari a 1,25 kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento di progetto
- c_e è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

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

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

Nel caso in esame si ha:

- per l'impianto solare a concentrazione:

$$3,5 \text{ m} = z \leq z_{min} = 5,0 \text{ m}$$

$$c_e(z) = 1,50$$

$$q_p = 840 \text{ N/m}^2$$

- per la copertura dell'edificio "Palazzina Delfino":

$$9,5 \text{ m} = z > z_{min} = 5,0 \text{ m}$$

$$c_e(z) = 2,10$$

$$q_p = 1029 \text{ N/m}^2$$

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 II (in cui ricade l'area interessata dall'intervento):

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 a_s \leq 200 \text{ m}$$

I coefficienti di esposizione e 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_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

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:

- $G_{1,i}$ carichi permanenti strutturali;
- $G_{2,i}$ carichi permanenti non strutturali;
- $Q_{k,i}$ 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:

$$F_{d,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

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

$$F_{d,E} = E + G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q$$

Nel seguito, per ogni elemento strutturale, saranno riportate le varie combinazioni di carico allo stato limite ultimo sismico e non sismico.

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:

$$F_{d,SLE,r} = G_1 + G_2 + Q$$

$$F_{d,SLE,f} = G_1 + G_2 + \psi_1 \cdot Q$$

$$F_{d,SLE,p} = G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q$$

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

Nel seguito, per ogni elemento strutturale, saranno riportate le varie combinazioni di carico allo stato limite di esercizio.

8 IMPIANTO SOLARE A CONCENTRAZIONE

L'impianto Solare a Concentrazione, costituito da due paraboloidi ognuna di ingombro 4,50x4,50x4,50 m, è posizionato in adiacenza ad un muro di sostegno a gravità. Ogni paraboloide è fondato su plinti, di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 2,00x2,00x0,85 m. La struttura è protetta mediante recinzione in acciaio zincato.

Al fine delle verifiche geotecniche, a favore di sicurezza, si è considerato un terreno costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea.

8.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo, facendo riferimento a quanto riportato al Capitolo 6. 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.

8.1.1 Carichi Permanenti strutturali

Peso proprio plinto 85,0 kN

Le sollecitazioni indotte dal peso proprio risultano quindi:

Tabella 8.1: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Permanenti

	$N_{G1}[kN]$	$V_{G1}[kN]$	$M_{G1}[kNm]$
G_1	85,0	0,0	0,0

8.1.2 Carichi Permanenti non Strutturali

Impianto Solare a Concentrazione tipo TRINUM (600 kg) 6,0 kN

Le sollecitazioni indotte dai permanenti portati risultano quindi:

Tabella 8.2: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Permanenti non Strutturali

	$N_{G2}[kN]$	$V_{G2}[kN]$	$M_{G2}[kNm]$
G_2	6,00	0,0	0,0

8.1.3 Carichi Accidentali

Sul basamento si considera agente inoltre un carico aggiuntivo di 1,50 kN/m².

Le sollecitazioni indotte dai carichi accidentali sull'area del basamento risultano quindi:

Tabella 8.3: Azioni Caratteristiche Indotte dai Carichi Accidentali

	$N_{G2}[kN]$	$V_{G2}[kN]$	$M_{G2}[kNm]$
Q_d	6,00	0,0	0,0

8.1.4 Carichi da Sisma

L'azione sismica è determinata mediante un'analisi statica lineare, la quale consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), in questo caso assunto pari allo spettro elastico, corrispondente al periodo T_1 .

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, della massa i e della massa j;

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

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente che varia tra 0,85 e 1,00;

g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame l'azione sismica risulta:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0,249 \cdot g \cdot 6 \text{ kN} \cdot \lambda / g = 1465 \text{ N} = 1,5 \text{ kN}$$

$$M = F_h \cdot H = 1,5 \text{ kN} \cdot 2,2 \text{ m} = 3,3 \text{ kNm}$$

dove:

$S_d(T_1) = 0,249 \cdot g$ avendo assunto a favore di sicurezza che il periodo di oscillazione del palo sia tale da ricadere nel tratto di spettro ad accelerazione costante;

$W = 6 \text{ kN}$ peso dell'Impianto Solare a Concentrazione tipo TRINUM;

$H = 2,2 \text{ m}$ altezza del punto di rotazione del paraboloide.

Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano quindi:

Tabella 8.4: Azioni Caratteristiche Indotte dall'Azione Sismica

	N_E [kN]	V_E [kN]	M_E [kNm]
E: Sisma	0,00	1,5	3,3

8.1.5 Carichi da Vento

La valutazione dei parametri di base è riportata nel Paragrafo 6.4.

Di seguito si caratterizza in dettaglio le azioni agenti sul paraboloide per effetto del vento. A tal fine si utilizza come riferimento, quanto riportato al Paragrafo 3.3.3 del documento CNR-DT 207/2008.

Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi compatti possono essere espresse mediante un sistema di tre forze ortogonali F_X , F_Y , F_Z e di tre momenti ortogonali M_X , M_Y , M_Z applicati in un punto di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato in Figura 8.1.

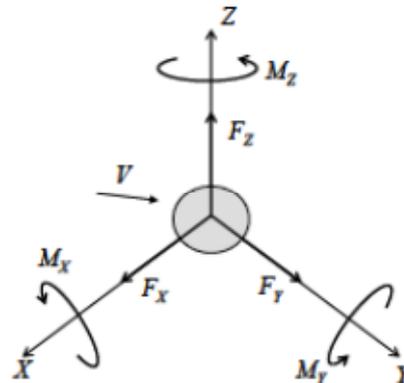


Figura 8.1: Azioni Risultanti su Costruzioni ed Elementi Compatti

Essi sono forniti dalle relazioni:

$$F_X(z) = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

$$F_Y(z) = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_{FY}$$

$$F_Z(z) = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_{FZ}$$

$$M_X(z) = q_p(z) \cdot L^3 \cdot c_{MX}$$

$$M_Y(z) = q_p(z) \cdot L^3 \cdot c_{MY}$$

$$M_Z(z) = q_p(z) \cdot L^3 \cdot c_{MZ}$$

dove:

$q_p(z)$ è la pressione cinetica di picco del vento, definita al Paragrafo 6.4;

L è la lunghezza di riferimento che nel caso in esame è pari al diametro del paraboloide;

c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ} sono i coefficienti di forza definiti nel seguito;

c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ} sono i coefficienti di momento definiti nel seguito.

La sezione in oggetto risulta essere circolare; si fa quindi riferimento a quanto riportato in Appendice G, al Paragrafo G.10.6 del documento CNR-DT 207/2008.

Nella condizione in esame, in cui la direzione di incidenza del vento è contenuta nel piano di simmetria verticale del paraboloide, il sistema di azioni aerodinamiche si riduce ad un sistema piano costituito da una forza parallela all'asse del paraboloide, F_X , da una forza ortogonale all'asse del paraboloide e contenuta nel piano verticale, F_Z , e da un momento nel piano di simmetria, M_Y (Figura 8.2).

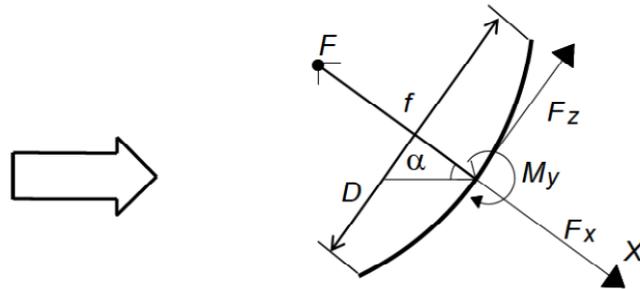


Figura 8.2: Azioni Aerodinamiche sul Paraboloide

Il coefficiente della forza aerodinamica parallela all'asse del paraboloide dipende dall'angolo α che esprime l'inclinazione dell'asse del paraboloide sull'orizzontale e dal rapporto f/D , essendo f la distanza focale (F è il fuoco) e D il diametro del paraboloide (Figura 8.3Figura 8.2).

Si prendono in considerazioni due differenti configurazioni del paraboloide:

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

La prima configurazione corrisponde ad un vento ortogonale alla massima area di incidenza sul paraboloide; l'azione F_x risulta massimizzata.

La seconda configurazione corrisponde ad un vento che massimizza l'azione F_z .

Esso è definito dalla Figura 8.3e dalla relazioni seguenti:

$$c_{FX} = -0,0521 \cdot \alpha + 5,03$$

$$-0,7 \leq c_{FX} \leq 1,8 \text{ per } f/D = 0,2$$

$$-1,1 \leq c_{FX} \leq 1,5 \text{ per } f/D = 1,0$$

Nel caso in esame $f = 2,26$ m e $D = 3,75$ m da cui $f/D = 0,6$. Per valori di f/D compresi tra 0,2 e 1,0 è consentito interpolare.

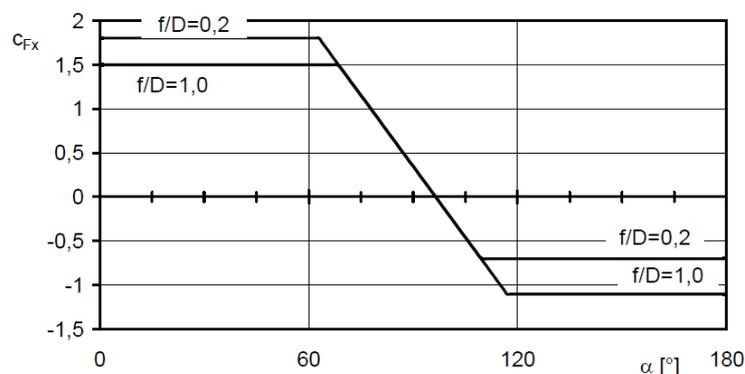


Figura 8.3: Coefficiente di Forza C_{FX} per le Antenne Paraboliche

Il coefficiente di forza risulta quindi

$$c_{FX} = 1,65 \text{ per } \alpha = 0^\circ$$

$$c_{FX} = 1,34 \text{ per } \alpha = 90^\circ$$

Il coefficiente di forza aerodinamica perpendicolare all'asse del paraboloide dipende dall'angolo α e dal rapporto f/D .

Esso è definito dalla Figura 8.4 e dalle seguenti relazioni:

$c_{FZ} = 0,05$	<i>per</i> $\alpha \leq 75^\circ$ e $f/D = 0,2$
$c_{FZ} = 0,01 \cdot \alpha - 0,7$	<i>per</i> $75^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ e $f/D = 0,2$
$c_{FZ} = 0,0023 \cdot \alpha - 0,0025$	<i>per</i> $90^\circ < \alpha \leq 130^\circ$ e $f/D = 0,2$
$c_{FZ} = -0,006 \cdot \alpha + 1,08$	<i>per</i> $130^\circ < \alpha \leq 180^\circ$ e $f/D = 0,2$
$c_{FZ} = -0,1$	<i>per</i> $\alpha \leq 75^\circ$ e $f/D = 1,0$
$c_{FZ} = 0,005 \cdot \alpha - 0,4$	<i>per</i> $75^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ e $f/D = 1,0$
$c_{FZ} = 0,002 \cdot \alpha - 0,16$	<i>per</i> $90^\circ < \alpha \leq 130^\circ$ e $f/D = 1,0$
$c_{FZ} = -0,002 \cdot \alpha + 0,36$	<i>per</i> $130^\circ < \alpha \leq 180^\circ$ e $f/D = 1,0$

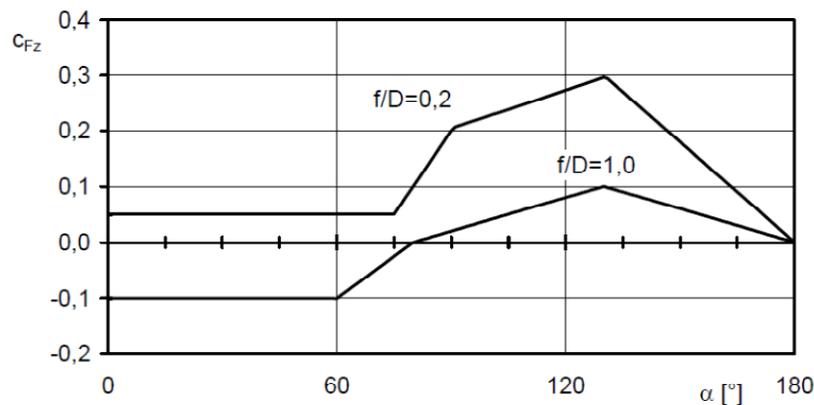


Figura 8.4: Coefficiente di Forza c_{FZ} per le Antenne Paraboliche

Nel caso in esame $f = 2,26$ m e $D = 3,75$ m da cui $f/D = 0,6$. Per valori di f/D compresi tra 0,2 e 1,0 è consentito interpolare.

Il coefficiente di forza risulta quindi

$$c_{FZ} = -0,025 \text{ per } \alpha = 0^\circ$$

$$c_{FZ} = 0,11 \text{ per } \alpha = 90^\circ$$

Il coefficiente di momento c_{MY} è dato dalla relazione:

$$c_{MY} = c_{MY} \cdot \frac{x_{FZ}}{D}$$

dove x_{FZ} è l'eccentricità della forza trasversale (Figura 8.2). L'eccentricità della forza è fornita dalla Figura 8.5.

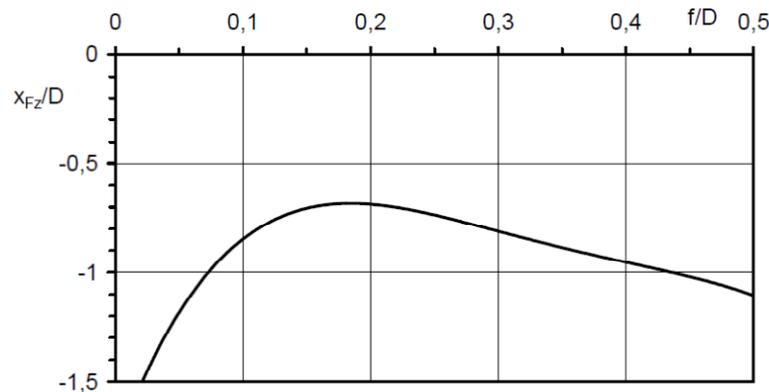


Figura 8.5: Eccentricità della Forza Trasversale F_z

L'area di riferimento, L^2 , ossia l'area su cui sono applicate le forze risultanti, è pari all'area della proiezione del paraboloide su un piano perpendicolare al suo asse,

$$A = \pi \cdot D^2 / 4, L^2 = A$$

$$L^2 = A = 11 \text{ m}^2$$

L'altezza di riferimento è pari alla quota del fuoco F del paraboloide (Figura 8.2).

Nel caso in esame risulta:

$$\frac{x_{FZ}}{D} = 1,2$$

da cui

$$x_{FZ} = 4,5 \text{ m}$$

Il coefficiente di momento risulta quindi

$$\begin{aligned} c_{MY} &= -0,03 && \text{per } \alpha = 0^\circ \\ c_{MY} &= 0,132 && \text{per } \alpha = 90^\circ \end{aligned}$$

L'azione aerodinamica così determinata è costituita da forze e momenti. Le risultanti le si considera applicate nel baricentro del paraboloide stesso.

Tabella 8.5: Azioni Aerodinamiche sul Paraboloide

	$F_x[kN]$	$F_z[kN]$	$M_y[kNm]$
Q_{w0} : Vento $\alpha=0^\circ$	15,2	0,0	0,83
Q_{w90} : Vento $\alpha=90^\circ$	3,2	1,0	5,5

Le sollecitazioni indotte dal vento risultano quindi:

Tabella 8.6: Azioni Caratteristiche Indotte dal Carico da Vento

	$N_w[kN]$	$V_w[kN]$	$M_w[kNm]$
Q_{w0} : Vento $\alpha=0^\circ$	0,0	15,2	0,83
Q_{w90} : Vento $\alpha=90^\circ$	-3,2	1,0	5,5

8.1.6 Carichi da Neve

Il carico da neve si considera agente solo sul basamento. L'azione è calcolata come prodotto tra l'area del basamento e il carico caratteristico della neve al suolo.

Le sollecitazioni indotte dalla neve risultano quindi:

$$N_s = 0,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} = 3,2 \text{ kN}$$

Tabella 8.7: Azioni Caratteristiche Indotte dal Carico da Neve

	$N_s[kN]$	$V_s[kN]$	$M_s[kNm]$
Q_s : Neve	3,2	0,0	0,0

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

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le condizioni di carico definite nel paragrafo precedente. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle combinazioni considerate.

Tabella 8.8: Combinazioni di Calcolo allo SLU per l'Impianto Solare a Concentrazione

	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6	Combo 7	Combo 8	Combo 9	Combo 10
	SLU	SISMA								
G_1	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00
G_2	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00
Q_d	0,00	1,50	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,05	1,50	0,80
Q_{w0}	0,00	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
Q_{w90}	0,00	0,00	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,00
Q_s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,05	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

Le sollecitazioni di calcolo, nelle differenti combinazioni, risultano quindi:

Tabella 8.9: Sollecitazioni di Calcolo allo SLU per l'Impianto Solare a Concentrazione

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6	Combo 7	Combo 8	Combo 9	Combo 10
		SLU	SISMA								
N_{Sd}	[kN]	119,5	128,5	128,5	125,6	125,8	121,0	130,6	127,7	131,9	95,8
V_{Sd}	[kN]	0,0	0,0	13,7	0,9	22,8	1,5	13,7	0,9	13,7	1,5
M_{Sd}	[kNm]	0,0	0,0	30,8	-1,4	51,4	-2,3	30,8	-1,4	30,8	3,3

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

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le condizioni di carico definite nel §8.1 della presente relazione. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle combinazioni considerate.

Tabella 8.10: Combinazioni di Calcolo allo SLE per l'Impianto Solare a Concentrazione

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6
		SLE	SLE	SLE	SLE	SLE	SLE
G₁		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G₂		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q_d		0,00	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
Q_{w0}		0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
Q_{w90}		0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00
Q_s		0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00

Le sollecitazioni di calcolo, nelle differenti combinazioni, risultano quindi:

Tabella 8.11: Sollecitazioni di Calcolo allo SLE per l'Impianto Solare a Concentrazione

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6
		SLE	SLE	SLE	SLE	SLE	SLE
N_{Sd}	[kN]	91,0	96,4	95,8	95,2	96,4	95,8
V_{Sd}	[kN]	0,0	0,0	3,0	0,2	0,0	0,0
M_{Sd}	[kNm]	0,0	0,0	6,9	-0,3	0,0	0,0

8.4 FONDAZIONE

La fondazione è di tipo superficiale, costituita da un plinto di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times H$) 2,00x2,00x0,85m. Si considera, a favore di sicurezza, un terreno di fondazione costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea le cui caratteristiche sono descritte al Capitolo 5.

8.4.1 Verifiche di Capacità Portante

Le verifiche di capacità portante sono state sviluppate mediante fogli di calcolo Excel. Le verifiche risultano soddisfatte. In Appendice A sono riportati i dettagli delle verifiche.

8.4.2 Verifiche di Scorrimento

Le verifiche di capacità portante sono state sviluppate mediante fogli di calcolo Excel. Le verifiche risultano soddisfatte. In Appendice A sono riportati i dettagli delle verifiche.

8.4.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche allo stato limite ultimo riguardano:

- verifica di resistenza a sforzo normale e flessione;
- verifica a taglio;
- verifica a punzonamento;
- verifica della sezione di contatto piastra di base – plinto.

8.4.3.1 Verifica di Resistenza a Flessione

Il calcolo di resistenza a flessione è stato condotto nell'ipotesi di plinto flessibile. Si è quindi considerato il plinto come una mensola incastrata in corrispondenza del punto di contatto tra la piastra di nodo e il plinto stesso.

Considerando la pressione massima al di sotto del plinto, pari a 0,08 MPa si ottengono le seguenti sollecitazioni a metro:

$$V_{sd} = q \cdot L = 80 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,75 \text{ m} = 60 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = q \cdot \frac{L^2}{2} = 80 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{(0,75 \text{ m})^2}{2} = 23 \text{ kNm/m}$$

dove:

$L = 0,75 \text{ m}$ è la distanza tra l'estremo del plinto e il filo interno in corrispondenza della piastra di nodo.

La verifica prevede che il momento resistente della sezione risulti maggiore o al più uguale al momento sollecitante.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	85

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,7	5
2	7,7	80

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

Sollecitazioni
 S.L.U.

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} 241,1 kNm/m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,467 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 80 cm
 x 3,908 x/d 0,04885
 δ 0,7

Parametri:
 N° rett. 100

 L_0 cm
 Precompresso

Figura 8.6: Calcolo del Momento Resistente per il Plinto del Trinum

Il momento resistente considerando $\Phi 14/200$ risulta

$$M_{Rd} = 241 \text{ kNm/m}$$

che risulta maggiore del momento sollecitante $M_{Sd} = 23 \text{ kNm/m}$.

La verifica è quindi soddisfatta.

8.4.3.2 Verifica di Resistenza a Taglio

La verifica prevede di confrontare il taglio massimo sollecitante con il valore di taglio resistente della sezione di analisi.

Di seguito è riepilogato il calcolo della resistenza a taglio della sezione in oggetto, effettuato mediante un foglio di calcolo Excel. Il calcolo in dettaglio è riportato in Appendice A.

Nella combinazione più sfavorevole si ha:

Valore di progetto della resistenza a taglio	$V_{Rd} = 257 \text{ kN/m}$
Sollecitazione tagliante di progetto	$V_{Ed} = 60 \text{ kN/m}$
Coefficiente di sicurezza	$k_s = 4,28$

La verifica è quindi soddisfatta.

8.4.3.3 Verifica a Punzonamento

La verifica a punzonamento è stata sviluppata mediante foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A sono riportati i dettagli della verifica.

8.4.3.4 Verifica della Sezione di Contatto Piastra di Base - Plinto

Nella combinazione di carico allo SLU più sfavorevole (Combo 5) si ha la seguente eccentricità del carico:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{51,4 \text{ kNm}}{125,8 \text{ kN}} = 0,409 \text{ m} > \frac{a}{6} = \frac{0,5 \text{ m}}{6} = 0,083 \text{ m}$$

dove:

$a = 0,5 \text{ m}$ dimensione longitudinale della piastra di base.

Eccentricità del carico risulta essere esterna al nocciolo d'inerzia. Una volta determinata la posizione dell'asse neutro, che equivale all'estensione della zona compressa della piastra di base, si calcolano le tensioni massime agenti sul calcestruzzo e sull'acciaio che vengono successivamente confrontate con le rispettive massime tensioni ammissibili di progetto.

Verifica delle tensioni sul calcestruzzo:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N_{Ed} \cdot x}{b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_f \cdot (h - x)} = \\ &= \frac{125,8 \text{ kN} \cdot 0,135 \text{ m}}{0,5 \text{ m} \cdot \frac{(0,135 \text{ m})^2}{2} - 15 \cdot 308 \text{ mm}^2 \cdot (0,460 \text{ m} - 0,135 \text{ m})} = \\ &= 5,56 \text{ MPa} < f_{cd} = \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1,5} = 14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

dove:

$x = 0,135 \text{ m}$ estensione della zona compressa della piastra di base;

$b = 0,5 \text{ m}$ dimensione trasversale della piastra di base;

$n = 15$ coefficiente di omogeneizzazione;

$A_f = 308 \text{ mm}^2$ area deitirafondi in zona tesa;

$h = 0,46 \text{ m}$ altezza utile della sezione;

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica delle tensioni suitirafondi:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{h-x}{x} = 15 \cdot 5,56 \text{ MPa} \cdot \frac{0,46 \text{ m} - 0,135 \text{ m}}{0,135 \text{ m}} = 201 \text{ MPa} < \\ &< f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355 \text{ MPa}}{1,15} = 309 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

La lunghezza del singolo tirafondo si trova dalla:

$$\frac{N_{Ed}}{\pi \cdot \phi \cdot l} \leq f_{bd}$$

dove:

$\phi = 14 \text{ mm}$ diametro dei tirafondi;

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 1 \cdot 1,8 \text{ MPa}}{1,5} = 2,7 \text{ MPa}$$

Si adottano quattro barre ad aderenza migliorata $\phi 14 \text{ mm}$ con la lunghezza del tratto rettilineo non inferiore ai 20 cm e sagomate all'uncino all'estremità.

Per la verifica dell'aderenza quindi risulta:

$$\tau_{ad} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot \phi \cdot l} = \frac{125,8 \text{ kN}}{\pi \cdot 14 \text{ mm} \cdot 480 \text{ mm}} = 2,3 \text{ MPa} < f_{bd} = 2,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$l = 20 \text{ mm} + 20 \cdot \phi = 480 \text{ mm} \quad \text{lunghezza di ancoraggio equivalente.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.4.4 Verifiche a Stato limite di Esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio riguardano:

- verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche di fessurazione.

Entrambe le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) sono state sviluppate mediante fogli di calcolo Excel. Le verifiche risultano soddisfatte. In Appendice A sono riportati i dettagli delle verifiche.

8.5 FONDAZIONE ACCUMULATORE

In adiacenza all'impianto solare a concentrazione è posizionato un accumulatore su plinto di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 2,00x2,00x0,30 m. L'accumulatore ha caratteristiche idonee a contenere 1000 L. Si considera, a favore di sicurezza, un terreno di fondazione costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea le cui caratteristiche sono descritte al Capitolo 5.

8.5.1 Verifiche di Capacità Portante

La verifica di capacità portante è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riportano il dettaglio della verifica.

8.5.2 Verifiche di Scorrimento

La verifica di scorrimento è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riportano il dettaglio della verifica.

8.6 MURO ESISTENTE

Come descritto all'inizio del presente capitolo, i plinti a cui sono collegate le due parabole, sono posizionati in adiacenza ad un muro esistente, in pietra, a gravità.

Nel presente paragrafo si riporta l'analisi dello stato di tensione indotto dal carico aggiuntivo, trasmesso dai plinti al muro stesso.

A tal fine si è analizzato il problema di carico nastriforme in adiacenza ad un'opera verticale di sostegno.

Per questa condizione si è visto, sperimentalmente, che la pressione orizzontale attiva è doppia rispetto a quanto ottenibile con la teoria dell'elasticità e viene quindi valutata, in funzione della geometria del problema come evidenziato in Figura 8.7, tramite la seguente relazione:

$$\sigma_a = \frac{2 \cdot q}{\pi} \cdot [(\beta + \sin \beta) \cdot \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cdot \cos^2 \alpha]$$

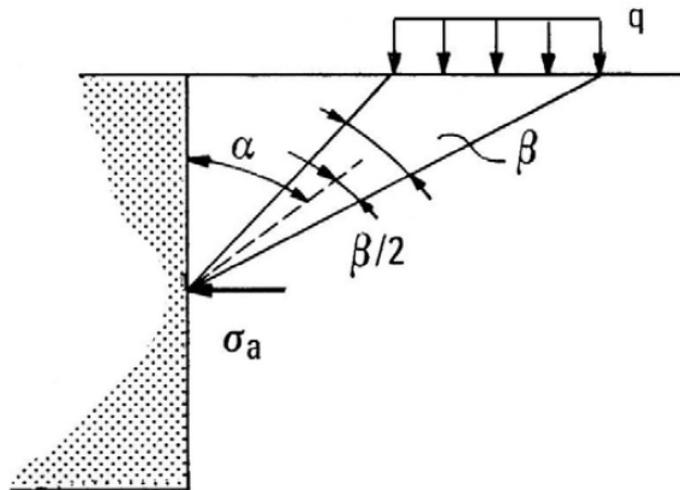


Figura 8.7: Azione Dovuta ad un Carico Nastriforme

Considerando l'andamento delle pressioni al di sotto del plinto, nella combinazione più sfavorevole, si ottiene una pressione media di 0,025 MPa che equivale ad un carico distribuito di 25 kN/m² (valore corrispondente ad una combine SLU).

Prendendo in considerazione una striscia di 1 metro, il muro sarà soggetto ad un carico nastriforme di 25 kN/m per un'estensione di 2,0 m (pari alla dimensione L del plinto di fondazione).

L'altezza del muro è stata assunta pari a 6,30 m, valore ottenuto come differenza tra le quote del piano campagna in corrispondenza dell'estradosso dei plinti e la quota di estradosso del finito alla base del muro.

Mediante l'ausilio di un foglio di calcolo Excel si è determinato l'andamento delle tensioni. L'integrale delle tensioni alle varie quote porta ad avere un incremento di spinta pari a 12 kN, il quale confrontato con la sola spinta delle terre a cui è soggetto attualmente il muro, corrisponde ad un incremento di spinta di circa il 5%.

L'incremento di spinta conseguente alla realizzazione dei plinti e al posizionamento dei due Trinum può quindi essere considerato trascurabile sia in condizione statica, sia in condizione sismica nei riguardi della stabilità globale del muro.

9 IMPIANTO DI COGENERAZIONE

Le microturbine necessitano di un involucro insonorizzato e di un basamento.

L'involucro insonorizzato è un fabbricato di tipo industriale di dimensioni interne libere ($L_1 \times L_2 \times H$) 6,00x4,00x4,50 m realizzato in acciaio. L'ossatura della struttura è realizzata con profili HEA100 (colonne) e IPE120 (travi principali e secondarie).

I tamponamenti sono realizzati con pannelli tipo sandwich fono-isolanti, con elevata resistenza al fuoco, tipo ISOFIRE WALL-FONO di spessore 80 mm con le seguenti caratteristiche:

- Fonoisolamento: $R_w = 32$ dB;
- Fonoassorbimento: $\Delta LA_{Str} = 18,6$ dB ($\alpha_s > 1$).

La copertura del fabbricato è realizzata con grigliato in acciaio elettrofuso tipo Potissimum 30x100.

Il basamento per le microturbine e l'involucro insonorizzato è realizzato mediante platea superficiale, di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 7,50x5,50x0,30 m.

Al fine delle verifiche geotecniche, a favore di sicurezza, si è considerato un terreno costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea.

9.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo, facendo riferimento a quanto riportato al Capitolo 6. 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.

9.1.1 Carichi Permanenti Strutturali (G_1)

Il peso proprio dei profili cavi quadri in acciaio della struttura insonorizzata è stato tenuto in conto attribuendo correttamente la densità al materiale costituente la struttura (acciaio per strutture metalliche S355JO) all'interno del software integrato per analisi strutturale "SAP2000". In particolare, seguendo le prescrizioni del §11.3.4.1 della normativa NTC2008, si adotta il seguente valore:

- densità dell'acciaio per strutture metalliche: 7850 kg/m³;

Di seguito sono riportati rimanenti carichi permanenti strutturali:

- peso proprio grigliato di copertura 0,465 kN/m²;
- peso proprio platea di fondazione 310kN.

9.1.2 Carichi Permanenti non Strutturali (G_2)

Si considera un carico permanente non strutturale equivalente di 5,00 kN/m² agente sulla platea di fondazione.

Si considera inoltre il peso dei tamponamenti dell'involucro.

- peso proprio pannelli 0,155 kN/m²;

9.1.3 Carichi Accidentali(Q_i)

9.1.3.1 Carichi da Manutenzione (QM)

Sulla copertura dell'involucro si considera agente un carico accidentale di 0,50 kN/m².

Sul basamento si considera agente inoltre un carico aggiuntivo di 1,00 kN/m² per manutenzione.

9.1.3.2 Carichi da Neve(QN)

Sulla struttura si considera agente il carico da neve di 0,8 kN/m².

9.1.3.3 Carichi da Vento (QV)

Sulla struttura si considera agente la pressione del vento data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

$q_b = 0,49 \text{ kPa}$ la pressione cinetica di riferimento;

$c_e = 1,71$ coefficiente di esposizione;

c_p coefficiente di esposizione (o coefficiente aerodinamico), pari a +0,8 per le pareti sopravento e -0,4 per le pareti sottovento;

$c_d = 1$ coefficiente dinamico.

9.1.4 Carichi da Sisma (E)

L'azione sismica è determinata mediante un'analisi statica lineare, la quale consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), in questo caso assunto pari allo spettro elastico, corrispondente al periodo T_1 .

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, della massa i e della massa j;

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

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente che varia tra 0,85 e 1,00;

g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame l'azione sismica risulta:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g = 0,249 \cdot g \cdot 5,03 \text{ kN} \cdot \lambda/g = 1230 \text{ N} = 1,3 \text{ kN}$$

dove:

$S_d(T_1) = 0,249 \cdot g$ avendo assunto a favore di sicurezza che il periodo di oscillazione della costruzione sia tale da ricadere nel tratto di spettro ad accelerazione costante;

$W = 5,03 \text{ kN}$ peso della cofanatura che partecipa all'azione sismica.

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

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le condizioni di carico definite nel paragrafo precedente. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle combinazioni considerate.

Tabella 9.1: Combinazioni di Calcolo allo SLU per le Microturbine

	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6	Combo 7	Combo 8	Combo 9	Combo 10
	SLU	SISMA								
G₁	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00
G₂	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00
Q_V	0,00	1,50	0,90	1,50	0,00	0,90	0,75	0,00	0,00	0,00
Q_M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00
Q_N	0,00	0,75	1,50	0,00	1,50	0,75	0,00	0,75	0,00	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

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

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le condizioni di carico definite precedentemente. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle combinazioni considerate.

Tabella 9.2: Combinazioni di Calcolo allo SLE per le Microturbine

	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	Combo 6	Combo 7	Combo 8	Combo 9
	SLE								
G₁	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G₂	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q_V	0,00	1,00	0,60	1,00	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00
Q_M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q_N	0,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,50	0,00	0,50	0,00

9.4 STRUTTURA IN ACCIAIO

La struttura di sostegno dei pannelli insonorizzanti, costituenti l'involucro dell'impianto di cogenerazione, presenta dimensioni planimetriche (riferite agli assi dei pilastri) di 4250 mm x 6250 mm. L'altezza massima è di 4655 mm. Il sistema strutturale è costituito da una successione di portali paralleli tra loro disposti con interasse 1563 mm. Ciascun portale è formato da due colonne HEA100 su cui poggia la trave di copertura IPE120. La luce tra le due colonne è uguale a 4250 mm. Nella direzione ortogonale al piano dei portali la struttura sono posizionati due controventi a croce di Sant'Andrea in profili L50x5. A sostegno dei pannelli di tamponamento sono posizionati arcarecci di parete UPN120. La copertura è realizzata con grigliato tipo Orsogrill.

Le azioni orizzontali, che agiscono sulla struttura in direzione longitudinale e trasversale vengono equilibrate tramite due schemi statici differenti.

In direzione trasversale sono presenti i portali, il cui nodo di base è assimilabile ad un incastro. In direzione longitudinale, invece, sono presenti i controventi, i quali assicurano l'equilibrio nei confronti delle azioni orizzontali, mediante un meccanismo che richiede la sola resistenza nei confronti delle azioni assiali. Nel calcolo si è utilizzato un coefficiente di struttura pari a 1,5 che corrisponde alle capacità dissipative proprie della struttura.

Al fine di determinare le azioni agenti in ogni elemento, è stato utilizzato un modello agli elementi finiti realizzato con il software SAP2000. La figura seguente mostra una vista 3d del modello.

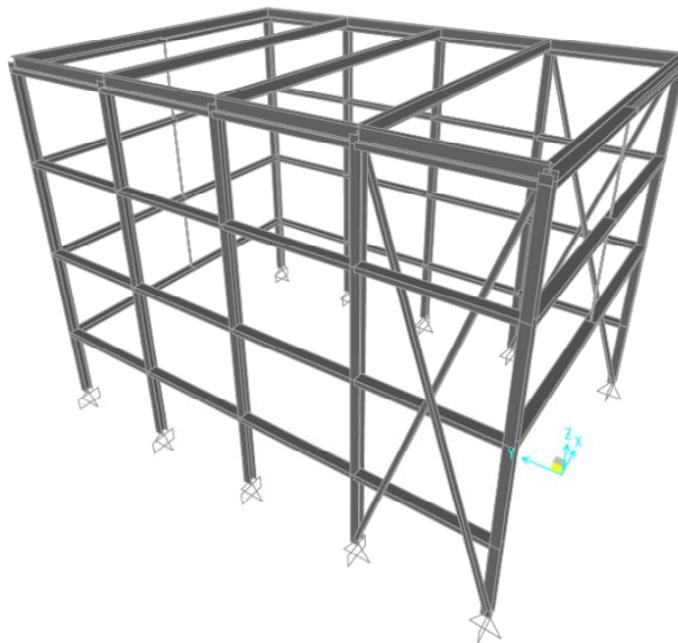


Figura 9.1: Modello 3d della Struttura in Acciaio

In Appendice D, si riportano i dati di input e gli output del software SAP2000.

Di seguito si riportano le verifiche strutturali degli elementi principali costituenti la struttura in acciaio.

9.4.1 Arcarecci di Parete

Gli arcarecci di parete sono presenti sia nel piano trasversale, con luce 4150 mm, sia nel piano longitudinale con luce 1550 mm. Si effettua la verifica dell'elemento più sollecitato.

9.4.1.1 Verifica di Resistenza

Frame 210 – Station 2.125 – Combo SLU_3

$M_{2,max} = 0,9$ kNm nel piano orizzontale

$M_{3,max} = 2,7$ kNm nel piano verticale

$$\sigma_{max} = \frac{M_2}{W_2} + \frac{M_3}{W_3} = \frac{900000 \text{ Nmm}}{60700 \text{ mm}^3} + \frac{2700000 \text{ Nmm}}{11100 \text{ mm}^3} = 285 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

9.4.2 Travi di Copertura

Le travi di copertura, nella condizione più sfavorevole, hanno luce 4150 mm.

9.4.2.1 Verifica di Resistenza

Frame 101 – Station 4.25 – Combo SLU_2

$M_{max} = 5$ kNm

$V_{max} = 5,6$ kN

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{5000000 \text{ Nmm}}{53000 \text{ mm}^3} = 94 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{V}{A_v} = \frac{5600 \text{ N}}{631 \text{ mm}^2} = 9 \text{ N/mm}^2 < 204 \text{ N/mm}^2$$

9.4.2.2 Verifica di Stabilità Laterale delle Travi Inflesse

$$\sigma = \frac{\omega_1 \cdot M_{eq,f}}{\psi_x \cdot W} = 329 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\omega_1 = \frac{f_y}{0,585 \cdot E} \cdot \frac{h \cdot L}{b \cdot t_f} = \frac{355}{0,585 \cdot 206000} \cdot \frac{120 \cdot 4150}{64 \cdot 4,4} = 3,5$$

9.4.3 Colonne

Le colonne hanno altezza 4655 mm. Si riportano le verifiche nella condizione più sfavorevole.

9.4.3.1 Verifiche di Resistenza e Stabilità

Frame 6 – Station 0 – Combo SLU_2

$N = 9$ kN

$M_{max} = 8$ kNm

$V_{max} = 4$ kN

$$\lambda_x = \frac{2 \cdot 4655 \text{ mm}}{40,6} = 229 \rightarrow \omega = 3,07$$

$$\frac{\omega N}{A} + \frac{M}{\Psi W \left(1 - \frac{vN}{N_{cr}}\right)} < f_d$$

$$\frac{3.07 \cdot 9000 \text{ N}}{2120 \text{ mm}^2} + \frac{8000000 \text{ Nm}}{72760 \text{ mm}^3 \left(1 - \frac{9000 \text{ N}}{82700 \text{ N}}\right)} = 136 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{A_v} = \frac{4000 \text{ N}}{756 \text{ mm}^2} = 5 \text{ N/mm}^2 < 204 \text{ N/mm}^2$$

Frame 4 – Station 0 – Combo SLU_3

$N = 17 \text{ kN}$

$$\lambda_x = \frac{2 \cdot 4655 \text{ mm}}{40,6} = 229 \rightarrow \omega = 3.07$$

$$\frac{\omega N}{A} < f_d$$

$$\frac{3.07 \cdot 17000 \text{ N}}{2120 \text{ mm}^2} = 25 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

9.4.4 Collegamenti

9.4.4.1 Nodo Trave-Colonna nel Piano dei Portali

Lo schema di calcolo della trave di copertura nel piano trasversale, come descritto nei precedenti paragrafi, è di incastro perfetto. Il nodo incastro è realizzato in officina mediante saldatura a cordoni d'angolo (Figura 9.2).

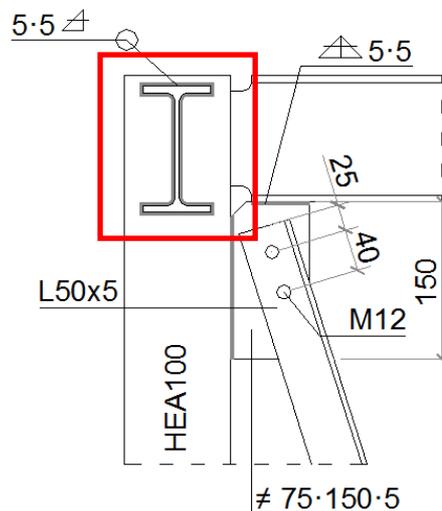


Figura 9.2: Collegamento Trave-Colonna

Di seguito è riportato il dettaglio delle verifiche (Tabella 9.3).

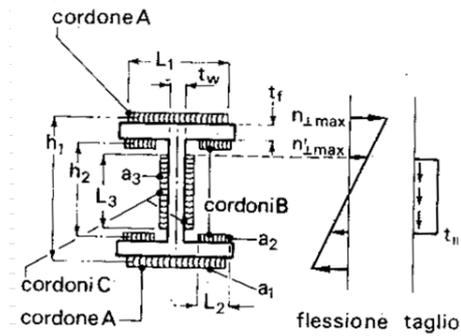


Figura 9.3: Schema Saldatura Nodo Trave-Colonna

Tabella 9.3: Verifiche delle Saldature Nodo Trave-Colonna

1. MATERIALI			
1.1. Acciaio [Rif.]			
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]
NTC2008 - Metodo della sezione di gola ribaltata			
Coefficiente [NTC2008 - Tabella 4.2.XIV]	β_1	0,7	[-]
Coefficiente [NTC2008 - Tabella 4.2.XIV]	β_2	0,85	[-]
2. CARATTERISTICHE SALDATURE			
Altezza della sezione	H	96	[mm]
Altezza della sezione al netto delle ali	d	56	[mm]
Lunghezza cordoni	L_1	100	[mm]
	L_2	65	[mm]
	L_3	56	[mm]
Distanze cordoni	h_1	101	[mm]
	h_2	51	[mm]
Sezioni di gola	a_1	5	[mm]
	a_2	5	[mm]
	a_3	5	[mm]
3. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			
Sforzo normale di progetto	N	0	[kN]
Azione di taglio verticale	Vz	5,6	[kN]
Azione di taglio orizzontale	Vx	0	[kN]
Momento flettente attorno a x	M	5	[kNm]
Sforzo normale di progetto	N	0	[N]
Azione di taglio verticale	Vz	5600	[N]
Azione di taglio orizzontale	Vx	0	[N]
Momento flettente attorno a x	M	500000	[Nmm]
Sforzo normale di competenza dei cordoni d'ala	N_f	0	[N]
Sforzo normale di competenza dei cordoni d'anima	N_w	0	[N]
4. VERIFICHE [NTC2008 - 4.2.8.2.4]			
Tensione perpendicolare nei cordoni d'ala	$n_{L,f}$	0,0	[MPa]
Tensione perpendicolare nei cordoni d'anima	$n_{L,w}$	0,0	[MPa]
Modulo di resistenza della saldatura	W_{sald}	88877	[mm ³]
Tensione parallela nei cordoni d'anima dovuta al taglio verticale	$t_{ ,z}$	10,0	[MPa]
Tensione parallela nei cordoni d'ala dovuta al taglio orizzontale	$t_{ ,x}$	0,0	[MPa]
Tensione normale massima	$n_{L,max}$	56,3	[MPa]
Tensione normale cordoni d'anima	$n_{L,w}$	29,7	[MPa]
Cordoni d'ala	$\sigma_{id,w1}$	56,3	[MPa]
Cordoni d'anima	$\sigma_{id,w2}$	31,4	[MPa]
			248, [MPa] < 5]
			248, [MPa] < 5]

9.4.4.2 Nodo Trave-Colonna nel Piano dei Controventi

Lo schema di calcolo della trave di copertura nel piano longitudinale, come descritto nei precedenti paragrafi, è di semplice appoggio. Il nodo a cerniera, rappresentato in Figura 9.4, è realizzato mediante una coppia di bulloni, inseriti in opportuni fori previsti nel piatto di collegamento al profilo della colonna.

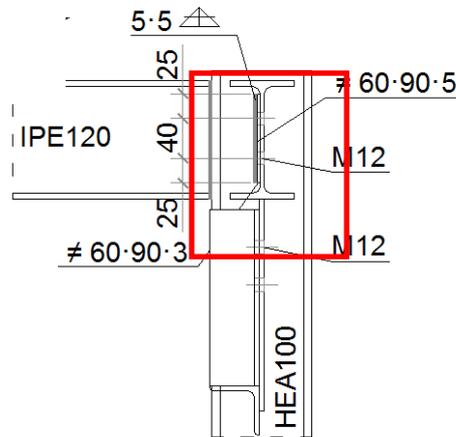


Figura 9.4: Collegamento Trave-Colonna

Di seguito si riporta la Tabella 9.4 contenente il dettaglio delle verifiche riguardanti la bullonatura e la piastra di nodo.

Tabella 9.4: Verifiche Bullonatura Nodo Trave-Colonna

1. MATERIALI			
1.1. Acciaio [NTC2008 - Tabella 11.3.IX]			
Tipo di acciaio elemento collegato			S 355
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}		355 [MPa]
Tensione di rottura dell'acciaio	f_{tk}		510 [MPa]
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}		1,05 [-]
Coefficiente di sicurezza per verifica delle unioni	γ_{M2}		1,25 [-]
2.1. Bulloni [NTC2008 - Tabella 11.3.XII.b]			
Tipo di bullone			M12
Diametro nominale gambo bullone	d		12 [mm]
Diametro del foro (calibrato)	d_0		12 [mm]
Classe del bullone			8.8
Resistenza a rottura del bullone	f_{tb}		800 [MPa]
Area resistente	A_{res}		84 [mm ²]
2. CARATTERISTICHE COLLEGAMENTO			
Spessore elemento collegato	t		5 [mm]
2.1. Posizione dei fori per le unioni bullonate [NTC2008 - Figura 4.2.3]			
Condizioni ambientali	Unione di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)		
	[mm]	[mm]	[mm]
$1,2d_0 =$	14 $\leq e_1$	25 \leq	40 min(8t;125mm)
$1,2d_0 =$	14 $\leq e_2$	25 \leq	40 min(8t;125mm)
$2,2d_0 =$	26 $\leq p_1$	40 \leq	70 min(14t;175mm)
$2,4d_0 =$	29 $\leq p_2$	30 \leq	70 min(14t;175mm)
3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZE			
3.1. Unioni con bulloni [NTC2008 - 4.2.8.1.1]			

Resistenza a taglio del bullone per ogni piano di taglio	$F_{v,Rd}$	26880	[N]
Resistenza a trazione del bullone	$F_{t,Rd}$	48384	[N]
Condizioni al contorno:	bullone di bordo		
Coefficiente alpha bulloni di bordo	α_b	0,69	[-]
Coefficiente alpha bulloni interni	α_i	0,86	[-]
Coefficiente kappa bulloni di bordo	k_b	2,50	[-]
Coefficiente kappa bulloni interni	k_i	1,80	[-]
Resistenza a rifollamento elemento collegato bulloni di bordo	$F_{b,Rd,b}$	42500	[N]
Resistenza a rifollamento elemento collegato bulloni interni	$F_{b,Rd,i}$	37944	[N]
Resistenza di calcolo a rifollamento	$F_{b,Rd}$	42500	[N]
Resistenza a punzonamento elemento collegato	$B_{p,Rd}$	46144	[N]
4. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO E VERIFICA			
Trazione di progetto		$F_{t,Ed}$	0 [N]
Taglio di progetto per singolo piano di taglio		$F_{v,Ed}$	2200 [N]
4.1. Verifica dell'unione [NTC2008 - 4.2.8.1.1]			
Resistenza minima unione a trazione		$F_{t,Rd,min}$	26880 [N]
Resistenza minima unione a taglio		$F_{v,Rd,min}$	46143,7 [N]
Coefficiente di sicurezza K_s			
Verifica a trazione	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd,min}$	0,00	$\leq 1,00$
Verifica a taglio	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd,min}$	0,05	$\leq 1,00$
Verifica combinata di trazione e taglio	$F_{t,Ed}/1,4/F_{t,Rd,min} + F_{v,Ed}/F_{v,Rd,min}$	0,05	$\leq 1,00$

9.4.4.3 Collegamento Diagonale del Controvento Verticale-Colonna

Il controvento realizzato con schema di croce di Sant'Andrea, è soggetta a solo sforzo normale di trazione in quanto non si considera attivo il diagonale compresso. Lo sforzo normale massimo di trazione è pari a 19,50 kN nella condizione più sfavorevole. La Figura 9.5 rappresenta in dettaglio il collegamento tra il diagonale del controvento e la colonna.

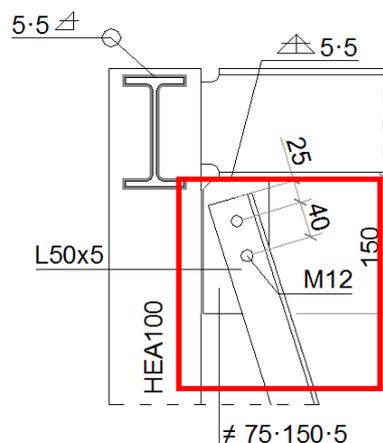


Figura 9.5: Collegamento Diagonale Controvento

Tabella 9.5: Verifiche Bullonatura Nodo Controvento Verticale-Colonna

1. MATERIALI				
1.1. Acciaio [NTC2008 - Tabella 11.3.IX]				
Tipo di acciaio elemento collegato				S 355
Tensione di snervamento dell'acciaio		f_{yk}	355	[MPa]
Tensione di rottura dell'acciaio		f_{tk}	510	[MPa]
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni		γ_{M0}	1,05	[-]
Coefficiente di sicurezza per verifica delle unioni		γ_{M2}	1,25	[-]
2.1. Bulloni [NTC2008 - Tabella 11.3.XII.b]				
Tipo di bullone				M12
Diametro nominale gambo bullone		d	12	[mm]
Diametro del foro (calibrato)		d_0	12	[mm]
Classe del bullone				8.8
Resistenza a rottura del bullone		f_{tb}	800	[MPa]
Area resistente		A_{res}	84	[mm ²]
2. CARATTERISTICHE COLLEGAMENTO				
Spessore elemento collegato		t	5	[mm]
2.1. Posizione dei fori per le unioni bullonate [NTC2008 - Figura 4.2.3]				
Condizioni ambientali	Unione di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)			
	[mm]		[mm]	[mm]
$1,2d_0 =$	14	\leq	$e_1 = 25$	≤ 40 min(8t;125mm)
$1,2d_0 =$	14	\leq	$e_2 = 25$	≤ 40 min(8t;125mm)
$2,2d_0 =$	26	\leq	$p_1 = 40$	≤ 70 min(14t;175mm)
$2,4d_0 =$	29	\leq	$p_2 = 30$	≤ 70 min(14t;175mm)
3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZE				
3.1. Unioni con bulloni [NTC2008 - 4.2.8.1.1]				
Resistenza a taglio del bullone per ogni piano di taglio		$F_{v,Rd}$	26880	[N]
Resistenza a trazione del bullone		$F_{t,Rd}$	48384	[N]
Condizioni al contorno:	bullone di bordo			
Coefficiente alpha bulloni di bordo		α_b	0,69	[-]
Coefficiente alpha bulloni interni		α_i	0,86	[-]
Coefficiente kappa bulloni di bordo		k_b	2,50	[-]
Coefficiente kappa bulloni interni		k_i	1,80	[-]
Resistenza a rifollamento elemento collegato bulloni di bordo		$F_{b,Rd,b}$	42500	[N]
Resistenza a rifollamento elemento collegato bulloni interni		$F_{b,Rd,i}$	37944	[N]
Resistenza di calcolo a rifollamento		$F_{b,Rd}$	42500	[N]
Resistenza a punzonamento elemento collegato		$B_{p,Rd}$	46144	[N]
4. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO E VERIFICA				
Trazione di progetto		$F_{t,Ed}$	0	[N]
Taglio di progetto per singolo piano di taglio		$F_{v,Ed}$	19500	[N]
4.1. Verifica dell'unione [NTC2008 - 4.2.8.1.1]				
Resistenza minima unione a trazione		$F_{t,Rd,min}$	26880	[N]
Resistenza minima unione a taglio		$F_{v,Rd,min}$	46143,7129	[N]
Coefficiente di sicurezza K_s				
Verifica a trazione		$F_{t,Ed}/F_{t,Rd,min}$	0,00	$\leq 1,00$
Verifica a taglio		$F_{v,Ed}/F_{v,Rd,min}$	0,42	$\leq 1,00$
Verifica combinata di trazione e taglio		$F_{v,Ed}/F_{v,Rd,min} + F_{t,Ed}/1,4/F_{t,Rd,min}$	0,42	$\leq 1,00$

9.4.4.4 Collegamento Colonna-Fondazione

Il collegamento colonna-fondazione è costituito da una piastra di dimensioni 250x250 mm e spessore 15 mm, appositamente forata per alloggiare 4 tirafondi ad uncino di diametro 14

mm. La colonna è saldata alla piastra e nella direzione trasversale sono presenti due flange irrigidenti saldate in asse all'anima della colonna stessa.

Le sollecitazioni agenti contemporaneamente nel nodo sono sforzo normale, momento e taglio, avendo schematizzato il nodo stesso come incastro perfetto. Le figure seguenti mostrano la geometria del collegamento di base dei portali (Figura 9.6 e Figura 9.7).

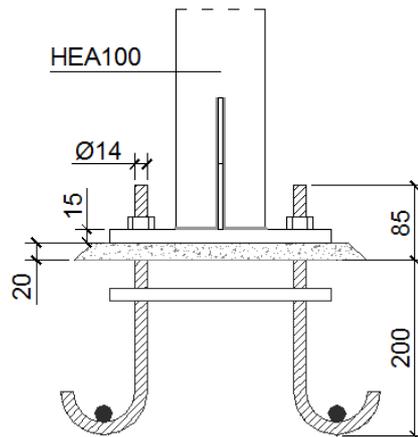


Figura 9.6: Collegamento Colonna-Fondazione

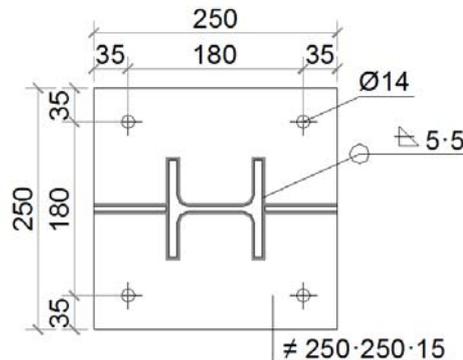


Figura 9.7: Collegamento Colonna-Fondazione (Pianta)

Le sollecitazioni agenti nella condizione più sfavorevole risultano:

- momento: 7,3 kNm;
- Taglio: 4,7 kN;
- normale: 6,5 kN.

La verifica della saldatura della colonna sulla piastra di base è riepilogata in Tabella 9.6.

Tabella 9.6: Verifiche delle Saldature Nodo Colonna-Fondazione

1. MATERIALI			
1.1. Acciaio [Rif.]			
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]
NTC2008 - Metodo della sezione di gola ribaltata			
Coefficiente [NTC2008 - Tabella 4.2.XIV]	β_1	0,7	[-]
Coefficiente [NTC2008 - Tabella 4.2.XIV]	β_2	0,85	[-]
2. CARATTERISTICHE SALDATURE			
Altezza della sezione	H	96	[mm]
Altezza della sezione al netto delle ali	d	56	[mm]
Lunghezza cordoni	L_1	100	[mm]
	L_2	65	[mm]
	L_3	56	[mm]
Distanze cordoni	h_1	101	[mm]
	h_2	51	[mm]
Sezioni di gola	a_1	5	[mm]
	a_2	5	[mm]
	a_3	5	[mm]
3. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			
Sforzo normale di progetto	N	6,5	[kN]
Azione di taglio verticale	Vz	4,7	[kN]
Azione di taglio orizzontale	Vx	0	[kN]
Momento flettente attorno a x	M	7,3	[kNm]
Sforzo normale di progetto	N	6500	[N]
Azione di taglio verticale	Vz	4700	[N]
Azione di taglio orizzontale	Vx	0	[N]
Momento flettente attorno a x	M	7300000	[Nmm]
Sforzo normale di competenza dei cordoni d'ala	N_f	5227	[N]
Sforzo normale di competenza dei cordoni d'anima	N_w	1273	[N]
4. VERIFICHE [NTC2008 - 4.2.8.2.4]			
Tensione perpendicolare nei cordoni d'ala	$n_{L,f}$	2,3	[MPa]
Tensione perpendicolare nei cordoni d'anima	$n_{L,w}$	2,3	[MPa]
Modulo di resistenza della saldatura	W_{sald}	88877	[mm ³]
Tensione parallela nei cordoni d'anima dovuta al taglio verticale	$t_{ ,z}$	8,4	[MPa]
Tensione parallela nei cordoni d'ala dovuta al taglio orizzontale	$t_{ ,x}$	0,0	[MPa]
Tensione normale massima	$n_{L,max}$	82,1	[MPa]
Tensione normale cordoni d'anima	$n_{L,w}$	43,4	[MPa]
Cordoni d'ala	$\sigma_{id,w1}$	84,4	[MPa]
Cordoni d'anima	$\sigma_{id,w2}$	46,4	[MPa]
			< 248,5 [MPa]
			< 248,5 [MPa]

Per la verifica della sezione di contatto piastra-fondazione si ha:

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	30
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,54	5,5	5,5
2	1,54	24	5,5
3	0	5,5	24
4	0	24	24

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

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

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

σ_c -3,109 N/mm²
 σ_s 96,92 N/mm²
 ϵ_s 0,4846 ‰
 d 24,71 cm
 x 8,027 x/d 0,3248
 δ 0,846

Figura 9.8: Verifica Sezione di Contatto Piastra-Fondazione

Le tensioni sui tirafondi e sul calcestruzzo della fondazione risultano rispettivamente:

- tensione nei tirafondi: 96,92 MPa < 308 MPa;
- tensione nel calcestruzzo: -3,1 MPa < 11 MPa.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Per la verifica di aderenza deve risultare:

$$\tau_{ad} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot d \cdot l} \leq f_{b,d}$$

$$l = 150 \text{ mm} + 20 \cdot 14 \text{ mm} = 430 \text{ mm}$$

$$\tau_{ad} = \frac{0,5 \cdot 7300000 \text{ Nmm}}{\pi \cdot 14 \text{ mm} \cdot 430 \text{ mm}} = 1,1 \text{ MPa} \leq 2,2 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

9.5 FONDAZIONE

La fondazione è di tipo superficiale, costituita da una platea di dimensioni (L₁xL₂xH) 7,50x5,50x0,30 m. Si considera, a favore di sicurezza, un terreno di fondazione costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea le cui caratteristiche sono descritte al Capitolo 5.

9.5.1 Verifiche di Capacità Portante

La verifica di capacità portante è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

9.5.2 Verifiche di Scorrimento

La verifica di scorrimento è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

10 ACCUMULATORI ELETTRICI

La struttura di accumulo termico, localizzata in adiacenza all'edificio della Biblioteca, a ovest della Palazzina Delfino, presenta una fondazione a platea superficiale di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 5,00x4,00x0,30 m.

Gli accumulatori trasmettono alla fondazione un carico verticale di circa 110 kN. Si considera, a favore di sicurezza, un terreno di fondazione costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea le cui caratteristiche sono descritte al Capitolo 5.

10.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

10.2 VERIFICHE DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

11 IMPIANTO FOTOVOLTAICO

L'impianto Solare Fotovoltaico è localizzato sulla copertura della palazzina Delfino. I pannelli sono disposti su file composte da 16 pannelli orizzontali e inclinati di 30° rispetto al piano della copertura. Gli stessi sono posizionati su supporti tipo HILTI.

Il supporto dei pannelli è affidato a binari longitudinali tipo MQ-41-HDG plus (HILTI). L'ancoraggio alla copertura è pensato mediante ancorante meccanico tipo HSA M10x90 su cordolo in c.a. da realizzare sulla copertura stessa, in modo da non forare l'impermeabilizzante e garantire una zavorra alla struttura di supporto dei pannelli.

La realizzazione dell'impianto fotovoltaico rende di difficile attuazione eventuali futuri interventi sulla copertura volti ad esempio a migliorare le prestazioni energetiche dell'edificio, in quanto questi richiederebbero la rimozione dei pannelli e delle strutture ad essi connesse. In quest'ottica si predispone un intervento atto ad aumentare la protezione del pacchetto di copertura predisponendo pannelli isolanti termicamente, ottenendo quindi al contempo un aumento delle prestazioni energetiche della copertura. Si predispone inoltre la realizzazione delle "linee vita" in modo da garantire lavori in copertura in sicurezza.

Nel presente capitolo vengono analizzati gli effetti indotti sulla copertura a seguito dell'installazione dei pannelli fotovoltaici e l'effetto del vento sui pannelli stessi e di conseguenza sulla struttura di supporto ad essi connessa. Il calcolo dettagliato dei supporti necessari all'installazione dei pannelli stessi è stata sviluppata dal produttore dei supporti stessi, HILTI Italia S.p.A.: si allega (Appendice B) la relazione di calcolo fornita dal produttore. Il calcolo del supporto dei pannelli è stato effettuato facendo riferimento all'azione del vento caratterizzata mediante una classe di rugosità B. A seguito della validazione la classe di rugosità è stata assunta pari a C: tale variazione non comporta alcuna variazione in termini di dimensionamento dei profili di supporto dei pannelli.

Al fine di individuare le corrette caratteristiche geometriche e statiche del solaio, sono state effettuate indagini conoscitive le quali hanno evidenziato la seguente stratigrafia:

- nervature ad interasse 85 cm (per i solai di luce 6,40 m) e 105 cm (per i solai di luce 5,60 m), costituite ognuna da travetti accoppiati di larghezza 12,5 cm, per una larghezza totale della singola nervatura di 25 cm. Ogni travetto è armato al lembo inferiore con 2Φ8;
- alleggerimento a camera d'aria da 30 cm costituito da due tavelloni di altezza 3 cm (25x3x60 cm);
- massetto, strati isolanti e di impermeabilizzazione di altezza 12 cm.

Al fine di determinare ulteriori informazioni è stata effettuata una back-analysis facendo riferimento alla normativa vigente al momento del rifacimento del solaio di copertura (Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996). Tale analisi ha mostrato che per soddisfare i requisiti di normativa, si ha:

- ogni travetto è armato al lembo superiore con 1Φ8 per un totale di 2Φ8 a nervatura;
- la caldana di spessore 4 cm è armata con rete elettrosaldata Φ6/20x20.

L'intervento in oggetto può considerarsi come "locale". L'incremento di carico derivante dall'installazione dei pannelli solari e della zavorra comporta un incremento di carico in fondazione inferiore al 10%.

In dettaglio si ha:

Muratura portante perimetrale (H=9,5 m, s =0,60 m)	Volume	2565 mc
Muratura portante interna (H=9,5 m, s =0,60 m)	Volume	1812 mc
Solaio di copertura	Superficie	2000 mq
Solaio intermedio	Superficie	2000 mq
Intervento sulla copertura	Superficie	1200 mq

		Stato Attuale	Stato di progetto	
Muratura portante perimetrale	Peso proprio (18 kN/mc)	46170 kN	46170 kN	
Muratura portante interna	Peso proprio (18 kN/mc)	32625 kN	32625 kN	
Solaio di copertura	Peso proprio (3,55 kN/mq)	7100 kN	7100 kN	
Solaio intermedio	Peso proprio (3,55 kN/mq)	7100 kN	7100 kN	
Solaio di copertura	Permanente (1,00 kN/mq)	2000 kN	2000 kN	
Solaio intermedio	Permanente (1,50 kN/mq)	3000 kN	3000 kN	
Solaio di copertura	Carico Aggiuntivo (1,96 kN/mq)	0 kN	2352 kN	
Totale		99995 kN	102347 kN	+2,3%

Pertanto, secondo la normativa vigente, è da escludersi qualunque tipo di ricaduta sul comportamento globale dell'edificio. In accordo a quanto riportato al paragrafo 8.4.1. dell'NTC2008, si procede alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura che, nel caso in esame, sono costituiti solamente dai solai di copertura.

11.1 ISOLAMENTO TERMICO DELLA COPERTURA

Come descritto nel precedente paragrafo, la realizzazione dell'impianto fotovoltaico rende di difficile attuazione eventuali futuri interventi sulla copertura volti ad esempio a migliorare le prestazioni energetiche dell'edificio, in quanto questi richiederebbero la rimozione dei pannelli e delle strutture ad essi connesse. In quest'ottica si predispono un intervento atto ad aumentare la protezione del pacchetto di copertura predisponendo pannelli isolanti termicamente, ottenendo quindi al contempo un aumento delle prestazioni energetiche della copertura.

La figura seguente mostra il pacchetto solaio di copertura costituito da:

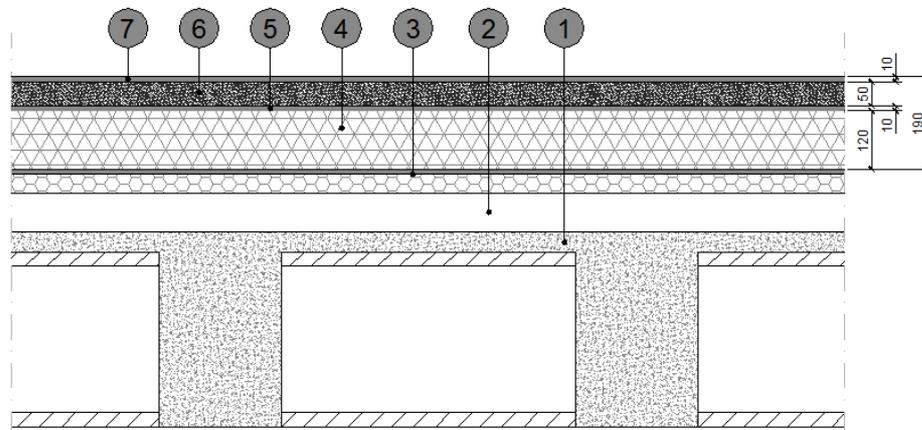


Figura 11.1: Pacchetto Isolamento Termico Copertura

- strati esistenti:
 - solaio con nervature e camera d'aria,
 - massetto delle pendenze,
 - strato isolante ed impermeabilizzante;
- strati di nuova realizzazione:
 - pannelli isolanti termicamente tipo DOW Roofmate SL ($U_{isol} < 0,3 W/m^2K$),
 - strato separatore in tessuto non tessuto,
 - getto di malta di spessore 50 mm,
 - membrana impermeabilizzante.

11.2 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo, facendo riferimento a quanto riportato al Capitolo 6. 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.

11.2.1 Carichi Permanenti Strutturali (G_1)

Solaio a camera d'aria (30 cm) e caldana (4 cm) 3,55 kN/m²;

11.2.2 Carichi Permanenti non Strutturali (G_2)

Massetto, strati isolanti e impermeabilizzazione 0,70 kN/m²;

Intonaco 0,30 kN/m²;

Pannelli fotovoltaici e struttura di sostegno 0,26 kN/m²;

Pannelli isolanti e getto di completamento 1,20 kN/m²;

Zavorra pannelli fotovoltaici definita nel seguito.

11.2.3 Carichi Accidentali (Q_i)

11.2.3.1 Carichi da Manutenzione (Q_M)

Sulla copertura si considera agente un carico accidentale di $0,50 \text{ kN/m}^2$.

11.2.3.2 Carichi da Neve (Q_N)

Sulla struttura si considera agente il carico da neve di $0,8 \text{ kN/m}^2$.

11.2.3.3 Carichi da Vento (Q_V)

La valutazione dei parametri di base è riportata nel Paragrafo 6.4.

Di seguito si caratterizza in dettaglio le azioni agenti sulla copertura e di conseguenza sui pannelli per effetto del vento. A tal fine si utilizza come riferimento, quanto riportato nell'Appendice H, Paragrafo H.2.3.1 del documento CNR-DT 207/2008.

La copertura viene divisa in zone secondo quanto riportato in Figura 11.2 in cui compare il parametro geometrico e , il quale è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$.

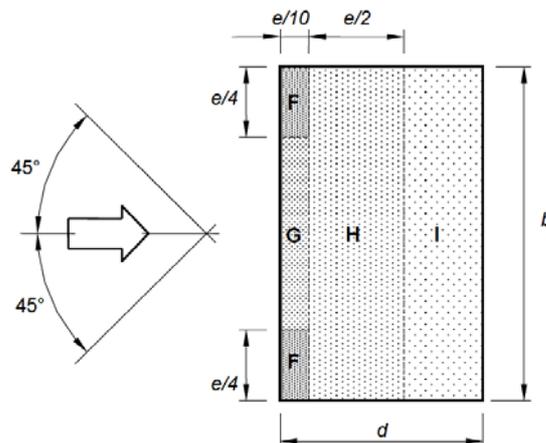


Figura 11.2: Suddivisione delle Coperture Piane in Zone di Uguale Pressione

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 2 \cdot h \end{array} \right.$$

L'altezza di riferimento per le coperture piane è pari alla quota massima h della copertura stessa, e nel caso in esame è $9,5 \text{ m}$.

La geometria del problema è definita da $b = 65 \text{ m}$ e $d = 15 \text{ m}$, da cui $e = 19 \text{ m}$.

L'area della copertura investita dal vento è maggiore di 10 m^2 , per cui il coefficiente di pressione è posto pari al $c_{pe,10}$.

I coefficienti di pressione nelle differenti zone sono desunti dalla seguente tabella.

Tabella 11.1: Coefficienti di Pressione per Coperture Piane

		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Spigoli vivi		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Con parapetti	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2		
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2		
Raccordi curvi	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3			
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3			
Raccordi piani	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4			
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5			

- Zona F: $c_{pe,10} = -1,8$;
- Zona G: $c_{pe,10} = -1,2$;
- Zona H: $c_{pe,10} = -0,7$;
- Zona i: $c_{pe,10} = \pm 0,2$;

11.3 VERIFICA SOLLEVAMENTO PANNELLI FOTOVOLTAICI

Il seguente paragrafo ha lo scopo di determinare le caratteristiche delle zavorre, nelle differenti zone della copertura, al fine di evitare il sollevamento dei pannelli per effetto dell'azione del vento. I pannelli sono stati posizionati sulla copertura in modo da evitare le zone G.

E' stata calcolata l'azione agente sui pannelli per effetto della pressione del vento, determinando quindi l'azione di sollevamento, l'azione di scorrimento e il momento ribaltante a cui è soggetta una striscia di pannelli di profondità un metro.

La geometria del problema è la seguente:

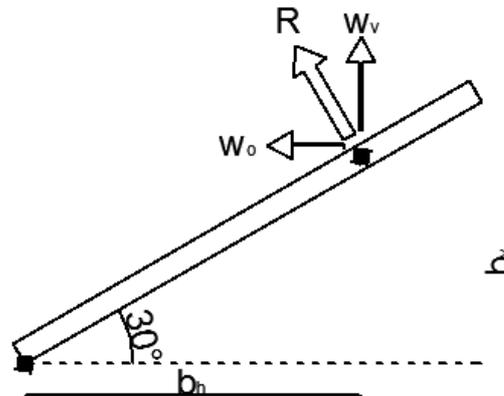


Figura 11.3: Azioni Agenti sui Pannelli Fotovoltaici

dove

- R risultante della pressione agente sul pannello, applicata a 1/4 dal bordo;
 w_v componente verticale della risultante
 w_o componente orizzontale della risultante
 b_v braccio della componente verticale della risultante
 b_o braccio della componente orizzontale della risultante

Il calcolo è stato effettuato per la condizione più punitiva la quale si verifica nella zona H della copertura. La zavorra determinata è stata utilizzata in tutte le zone risultando comunque a favore di sicurezza.

La pressione cinetica di picco risulta

$$q_p(9,5\text{ m}) = 0,5 \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(28 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \cdot 2,10 = 1029\text{ N/m}^2$$

e la pressione complessiva sulla superficie è

$$p_n(9,5\text{ m}) = q_p(9,5\text{ m}) \cdot c_{pe,10} = 720\text{ N/m}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$R = q_p(9,5\text{ m}) \cdot 1\text{ m} \cdot 1\text{ m} = 0,72\text{ kN}$$

$$w_v = R \cdot \cos 30^\circ = 0,62\text{ kN}$$

$$w_o = R \cdot \sin 30^\circ = 0,36\text{ kN}$$

$$b_v = 630\text{ mm}$$

$$b_o = 400\text{ mm}$$

da cui il momento ribaltante moltiplicato per un coefficiente di sicurezza 1,5 risulta

$$M_r = 1,5 \cdot (0,62\text{ kN} \cdot 0,63\text{ m} + 0,36\text{ kN} \cdot 0,4\text{ m}) = 0,70\text{ kNm}$$

Utilizzando un cordolo di calcestruzzo con sezione 20x20 cm si ottiene un momento stabilizzante

$$b_s = 860 \text{ mm}$$

$$M_s = \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \right) \cdot 0,81 \text{ m} = 0,81 \text{ kNm}$$

Ad ogni stringa di pannelli corrispondono due cordoli 20x20 cm a distanza 0,81 m.

Le stringe sono poste ad interasse minimo di 1,2 m e la distanza minima dal bordo delle stesse è di 0,6 m. Il peso delle zavorre a metro può quindi essere spalmata su un area di 1,0 m x 2,06 m.

Si ha quindi che il carico gravane sul solaio per effetto delle zavorre risulta:

$$q_{zavorra} = 2 \cdot \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m}}{1,0 \text{ m} \cdot 2,06 \text{ m}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

11.4 VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA

La verifica del solaio di copertura è stata effettuata considerando il reale comportamento, funzione del grado di vincolo in corrispondenza degli appoggi.

Il reale grado di vincolo è stato determinato sulla base delle evidenze emerse durante l'esecuzione delle prove di carico eseguito dalla 4Emme Service S.p.A., di cui si allega la relazione (Appendice C).

La prova di carico è stata eseguita applicando un carico distribuito di 2,80 kN/m² il quale ha portato alla misurazione di un incremento della freccia pari a 44/100 mm e all'identificazione di un comportamento lineare del solaio.

Note le caratteristiche di rigidezza della striscia di solaio, la quale nell'analisi svolta nel seguito è assunta pari a 85 cm, valore dettato dall'interasse delle nervature, nell'ipotesi di trave in semplice appoggio la freccia teorica risulta

$$\Delta f_e = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{\left(85 \text{ mm} \cdot 0,0028 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot (6400 \text{ mm})^4}{21000 \text{ MPa} \cdot 1,91 \cdot 10^9 \text{ mm}^4} = 1,29 \text{ mm}$$

che differisce da quella realmente misurata. Ciò dimostra che l'ipotesi di comportamento a trave in semplice appoggio da parte del solaio, non rispetta la realtà, la quale invece vede un esercitato un grado di vincolo in appoggio. Il modulo elastico assunto nel precedente calcolo, corrisponde ad un modulo elastico del calcestruzzo di classe C25/30, ridotto del 30% al fine di considerare la sezione in condizione parzialmente fessurata (condizione riscontrata a posteriori nel procedimento di calcolo e verifica delle sezioni resistenti).

Per determinare il grado di vincolo sono state definite le seguenti grandezze:

- momento flettente in mezzeria.

$$M = p \cdot L^2 / \mu$$

dove μ è il grado di vincolo;

- freccia elastica.

$$f_e = \beta \cdot L^2 \cdot M/EJ$$

dove β è funzione del grado di vincolo e vale

$$\beta = (48 - \mu)/384$$

Si è posto poi

$$K = (48 - \mu)/(384 \cdot E)$$

diventando l'espressione della freccia elastica

$$f_e = K \cdot L^2 \cdot p/J$$

Nel caso in esame, data la freccia elastica di 44/100 mm si è ottenuto:

$$\mu = 18$$

$$\beta = 0,079$$

$$K = 2,1 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2/N$$

In dettaglio si ha:

$$\mu = \frac{1}{\left[\frac{1}{48} \cdot \left(\frac{384 \cdot f_e \cdot E \cdot J}{q \cdot i \cdot L^4} + 1 \right) \right]}$$

$$\mu = \frac{1}{\left[\frac{1}{48} \cdot \left(\frac{384 \cdot 0,44 \text{ mm} \cdot 21000 \text{ MPa} \cdot 1,91 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{2,80 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} \cdot 850 \text{ mm} \cdot 6400^4} + 1 \right) \right]} = 18$$

$$\beta = \frac{(48 - \mu)}{384} = 0,08$$

$$K = \left(\frac{48}{\mu} - 1 \right) / (384 \cdot E) = 2,1 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2/N$$

$$M^+ = \frac{q \cdot i \cdot L^2}{\mu}$$

$$M^- = \frac{q \cdot i \cdot L^2}{8} - M^+$$

Nel seguito si riportano le verifiche a stato limite di esercizio e a stato limite ultimo.

11.4.1 Condizioni di Carico e Combinazioni di Calcolo

Le sollecitazioni elementari nei punti significativi della struttura in oggetto (sezione in campata e sezione in appoggio) per effetto dei differenti carichi sono riepilogate nella tabella seguente.

Tabella 11.2: Carichi Elementari

Permanente strutturale	g₁	3,55	[kN/m ²]
Permanente non strutturale	g₂	1,00	[kN/m ²]
Permanente non strutturale aggiuntivo	g₃	1,96	[kN/m ²]
Carico accidentale 1	q₁	0,00	[kN/m ²]
Carico accidentale 2	q₂	0,00	[kN/m ²]
Carico da manutenzione	q_m	0,50	[kN/m ²]
Carico da neve	q_s	0,80	[kN/m ²]
Carico da vento	q_w	0,20	[kN/m ²]

Tabella 11.3: Sollecitazioni Elementari Agenti sul Solaio di Copertura (L=6,40 m)

	M+	M-	V
	[kNm]	[kNm]	[kN]
Permanente strutturale	7,0	8,5	11,4
Permanente non strutturale	2,0	2,4	3,2
Permanente non strutturale aggiuntivo	3,8	4,7	6,3
Carico da manutenzione	1,0	1,2	1,6
Carico da neve	1,6	1,9	2,6
Carico da vento	0,4	0,5	0,6

Tabella 11.4: Sollecitazioni Elementari Agenti sul Solaio di Copertura (L=5,80 m)

	M+	M-	V
	[kNm]	[kNm]	[kN]
Permanente strutturale	6,9	8,8	10,3
Permanente non strutturale	1,9	2,5	2,9
Permanente non strutturale aggiuntivo	3,8	4,9	5,7
Carico accidentale 1	0,0	0,0	0,0
Carico accidentale 2	0,0	0,0	0,0
Carico da manutenzione	1,0	1,2	1,5
Carico da neve	1,5	2,0	2,3
Carico da vento	0,4	0,5	0,6

11.4.1.1 Combinazioni di Calcolo per gli Stati Limite Ultimi (SLU)

La tabella seguente riepiloga le differenti combinazioni di carico e i coefficienti di combinazione utilizzati.

Tabella 11.5: Tabella delle Combinazioni allo SLU

	γ_{Fi}	ψ_{0j}	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5
	[-]	[-]					
Perm. strutturale	1,30	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Perm. non strutturale	1,30	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Perm. non strutturale agg.	1,30	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Carico accidentale 1	1,50	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Carico accidentale 2	1,50	0,50	0,75	1,50	0,75	0,75	0,75
Carico da manutenzione	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
Carico da neve	1,50	0,50	0,75	0,75	0,75	1,50	0,75
Carico da vento	1,50	0,60	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50

Nel caso in esame i carichi associati al “Carico variabile 1” ed al “Carico variabile 2” risultano nulli.

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni ottenute nelle differenti combinazioni nelle sezioni più significative della struttura per luce 6,40 m e 5,80 m.

Tabella 11.6: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLU (L=6,40 m)

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	MAX
M+	[kNm]	18,1	18,1	19,6	19,3	18,3	19,6
M-	[kNm]	22,1	22,1	23,9	23,6	22,4	23,9
V	[kN]	29,6	29,6	32,0	31,5	30,0	32,0

Tabella 11.7: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLU (L=5,80 m)

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	MAX
M+	[kNm]	17,8	17,8	19,3	19,0	18,1	19,3
M-	[kNm]	23,0	23,0	24,8	24,5	23,3	24,8
V	[kN]	26,8	26,8	29,0	28,5	27,2	29,0

11.4.1.2 Combinazioni di Calcolo per gli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La tabella seguente riepiloga le differenti combinazioni di carico e i coefficienti di combinazione utilizzati.

Tabella 11.8: Tabella delle Combinazioni allo SLE

	Y _{Fi}	Ψ _{0j}	Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5
	[-]	[-]					
Perm. strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm. non strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm. non strutturale agg.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Carico accidentale 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Carico accidentale 2	1,00	0,50	0,50	1,00	0,50	0,50	0,50
Carico da manutenzione	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
Carico da neve	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	0,50
Carico da vento	1,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	1,00

Nel caso in esame i carichi associati al “Carico variabile 1” ed al “Carico variabile 2” risultano nulli.

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni ottenute nelle differenti combinazioni nelle sezioni più significative della struttura per luce 6,40 m e 5,80 m.

Tabella 11.9: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLE (L=6,40 m)

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	MAX
M+	[kNm]	13,8	13,8	14,7	14,6	13,9	14,7
M-	[kNm]	16,8	16,8	18,0	17,8	17,0	18,0
V	[kN]	22,5	22,5	24,1	23,8	22,8	24,1

Tabella 11.10: Tabella Sollecitazioni nelle Combinazioni SLE (L=5,80 m)

		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	Combo 5	MAX
M+	[kNm]	13,6	13,6	14,5	14,3	13,7	14,5
M-	[kNm]	17,5	17,5	18,7	18,5	17,7	18,7
V	[kN]	20,4	20,4	21,8	21,5	20,6	21,8

11.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo

Le verifiche a stato limite ultimo riguardano:

- verifica di resistenza a flessione;
- verifica a taglio.

11.4.2.1 Verifica di Resistenza a Flessione

La verifica prevede che il momento resistente della sezione risulti maggiore o al più uguale al momento sollecitante.

Per il solaio di luce 6,40 m si ha:

$$M_{d,SLU}^+ = 14,7 \text{ kNm}$$

$$M_{d,SLU}^- = 18,0 \text{ kNm}$$

$$A_{sup} = 4\phi 6 + 2\phi 8 = 113 \text{ mm}^2 + 101 \text{ mm}^2 = 214 \text{ mm}^2$$

$$A_{inf} = 4\phi 8 = 202 \text{ mm}^2$$

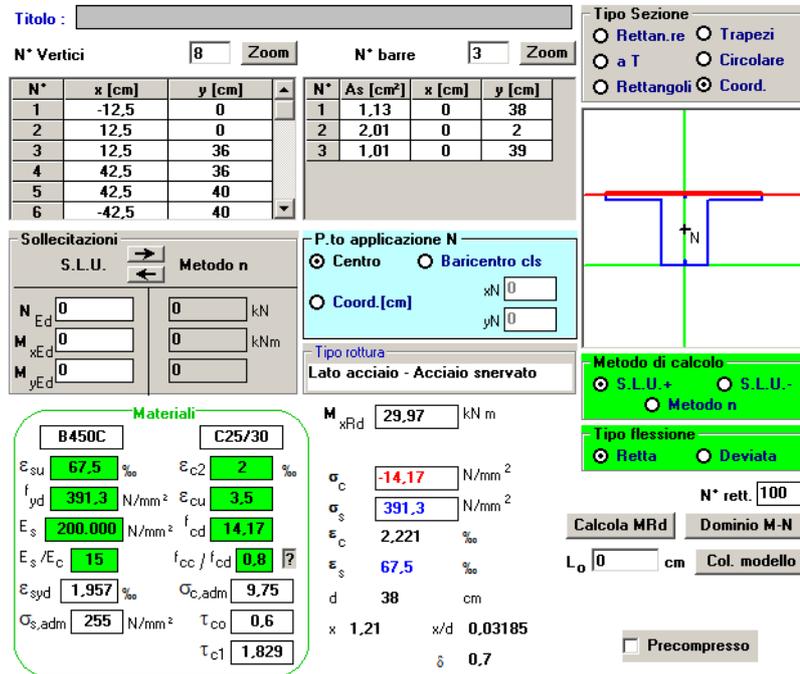


Figura 11.4: Momento Resistente Positivo per Solaio di Luce 6,40 m

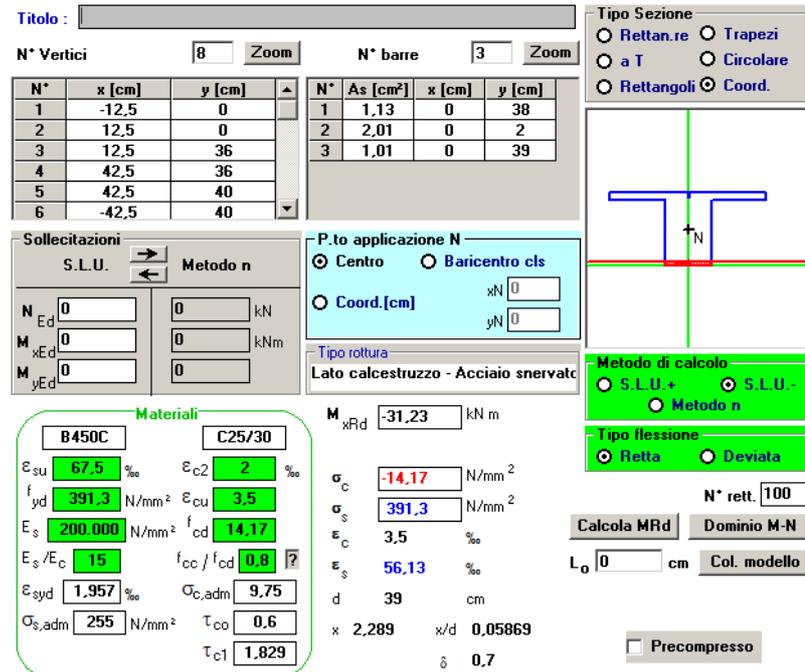


Figura 11.5: Momento Resistente Negativo per Solaio di Luce 6,40 m

Il momento resistente risulta quindi:

$$M_{Rd}^+ = 29,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -31,2 \text{ kNm}$$

Si ha quindi:

$$14,7 \text{ kNm} = M_{d,SLU}^+ < M_{Rd}^+ = 29,9 \text{ kNm}$$

$$-18,0 \text{ kNm} = M_{d,SLU}^- < M_{Rd}^- = -31,2 \text{ kNm}$$

per cui la verifica risulta soddisfatta.

Per il solaio di luce 5,80 m si ha:

$$M_{d,SLU}^+ = 19,3 \text{ kNm}$$

$$M_{d,SLU}^- = -24,8 \text{ kNm}$$

$$A_{sup} = 5\phi 6 + 2\phi 8 = 141 \text{ mm}^2 + 101 \text{ mm}^2 = 214 \text{ mm}^2$$

$$A_{inf} = 4\phi 8 = 202 \text{ mm}^2$$

Titolo : []

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	52,5	36
5	52,5	40
6	-52,5	40
7	-52,5	36
8	-12,5	36

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,41	0	38
2	2,01	0	2
3	1,01	0	39

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 acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

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} 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 M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Figura 11.6: Momento Resistente Positivo per Solaio di Luce 5,80 m

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	52,5	36
5	52,5	40
6	-52,5	40
7	-52,5	36
8	-12,5	36

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,41	0	38
2	2,01	0	2
3	1,01	0	39

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 C25/30
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} 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 Deviato

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 11.7: Momento Resistente Negativo per Solaio di Luce 5,80 m

Il momento resistente risulta quindi:

$$M_{Rd}^+ = 30,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -35,2 \text{ kNm}$$

Si ha quindi:

$$19,3 \text{ kNm} = M_{d,SLU}^+ < M_{Rd}^+ = 30,2 \text{ kNm}$$

$$-24,8 \text{ kNm} = M_{d,SLU}^- < M_{Rd}^- = -35,2 \text{ kNm}$$

per cui la verifica risulta soddisfatta.

11.4.2.2 Verifica di Resistenza a Taglio

La verifica prevede che il taglio resistente della sezione risulti maggiore o al più uguale al taglio sollecitante.

Si riporta il riepilogo della verifica per luce 6,40 m, eseguita con un foglio Excel di cui si riporta in Appendice A il dettaglio.

Valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd} = 47 \text{ kN}$

Sollecitazione tagliente di progetto $V_{Ed} = 32 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza $k_s = 1,46$

Si riporta il riepilogo della verifica per luce 5,80 m, eseguita con un foglio Excel di cui si riporta in Appendice A il dettaglio.

Valore di progetto della resistenza a taglio	$V_{Rd} = 50 \text{ kN}$
Sollecitazione tagliente di progetto	$V_{Ed} = 29 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	$k_s = 1,72$

11.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Le verifiche a stato limite di esercizio riguardano:

- verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche di fessurazione;
- verifiche di deformabilità.

11.4.3.1 Verifica delle Tensioni di Esercizio

Valutate le sollecitazioni in corrispondenza della sezione in campata e della sezione in appoggio, nelle combinazioni caratteristica e quasi permanente, sono state calcolate le massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature, verificando opportunamente che queste siano inferiori ai massimi valori consentiti.

Solaio di luce 6,40 m

Per la sezione in campata, nella combinazione caratteristica si ha:

$$M_{SLE,C}^+ = 14,7 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3,12 \text{ MPa} < 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 14,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 195,0 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in campata, nella combinazione quasi permanente si ha:

$$M_{SLE,QP}^+ = 12,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2,72 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 11,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169,87 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in appoggio, nella combinazione caratteristica si ha:

$$M_{SLE,C}^- = 18,0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3,83 \text{ MPa} < 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 14,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 238,89 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in appoggio, nella combinazione quasi permanente si ha:

$$M_{SLE,QP}^- = 15,6 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3,32 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 11,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 207,03 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Solaio di luce 5,80 m

Per la sezione in campata, nella combinazione caratteristica si ha:

$$M_{SLE,C}^+ = 18,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3,84 \text{ MPa} < 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 14,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260,47 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in campata, nella combinazione quasi permanente si ha:

$$M_{SLE,QP}^+ = 16,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3,42 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 11,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 232,31 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in appoggio, nella combinazione caratteristica si ha:

$$M_{SLE,C}^- = 23,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 2,89 \text{ MPa} < 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 14,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 279,50 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Per la sezione in appoggio, nella combinazione quasi permanente si ha:

$$M_{SLE,QP}^- = 21,3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 4,66 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 24,90 \text{ MPa} = 11,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250,14 \text{ MPa} < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

11.4.3.2 Verifica di Fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel valutare lo stato di apertura delle fessure, e verificare che il valore, per la combinazione di azioni quasi permanente e frequente, sia inferiore al valore limite di apertura delle fessure.

I limiti di apertura delle fessure sono rispettivamente:

- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ nella combinazione quasi permanente;
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$ nella combinazione frequente.

L'ampiezza delle fessure è stata valutata mediante un foglio Excel. Di seguito si riporta il riassunto delle verifiche, il cui dettaglio è riportato in Appendice A.

Solaio di luce 6,40 m

Combinazione	Sollecitazione	Apertura fessure	Limite
quasi permanente	16,8 kNm	0,13	0,3 mm
frequente	20,5 kNm	0,18	0,4 mm

Solaio di luce 5,80 m

Combinazione	Sollecitazione	Apertura fessure	Limite
quasi permanente	16,5kNm	0,13	0,3 mm
frequente	18,5 kNm	0,15	0,4 mm

11.4.3.3 Verifica di Deformabilità

La verifica consiste nel valutare la freccia nelle differenti fasi e confrontarle con i valori limite congruenti con la destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

Di seguito sono calcolate le frecce elastiche, le frecce differite e le frecce totali nelle differenti condizioni.

Solaio di luce 6,40 m

$$f_e = 1,35 \text{ mm}$$

$$f_p = \rho_t \cdot f_e = 2 \cdot 1,35 \text{ mm} = 2,69 \text{ mm}$$

$$f_t = \rho_t \cdot f_e + f_e = (1 + \rho_t) \cdot f_e = (1 + 2) \cdot 1,35 \text{ mm} = 4,04 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 25 \text{ mm}$$

Solaio di luce 5,80 m

$$f_e = 1,07 \text{ mm}$$

$$f_p = \rho_t \cdot f_e = 2 \cdot 1,07 \text{ mm} = 2,14 \text{ mm}$$

$$f_t = \rho_t \cdot f_e + f_e = (1 + \rho_t) \cdot f_e = (1 + 2) \cdot 1,07 \text{ mm} = 3,21 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 23 \text{ mm}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

12 GRUPPO REFRIGERATORI E TORRE EVAPORATIVA

Il gruppo refrigeratori e la torre evaporativa sono posizionati a nord dell'edificio della Biblioteca. L'impianto presenta una fondazione a platea superficiale di dimensioni ($L_1 \times L_2 \times B$) 5,00x4,00x0,30 m. A protezione degli elementi è predisposta una recinzione in acciaio zincato. La torre evaporativa agisce sulla fondazione come carico verticale di 10 kN ed analogamente il chiller agisce sulla fondazione come carico verticale di 10 kN. Si considera, a favore di sicurezza, un terreno di fondazione costituito da materiale di riporto a granulometria eterogenea le cui caratteristiche sono descritte al Capitolo 5.

12.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

12.2 VERIFICHE DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento è stata sviluppata mediante un foglio di calcolo Excel. La verifica risulta soddisfatta. In Appendice A si riporta il dettaglio della verifica.

13 OPERE INTERNE PALAZZINA DELFINO

Le opere interne hanno interessato la palazzina in due zone, come riportato negli elaborati grafici allegati alla presente, e come mostra la figura seguente.

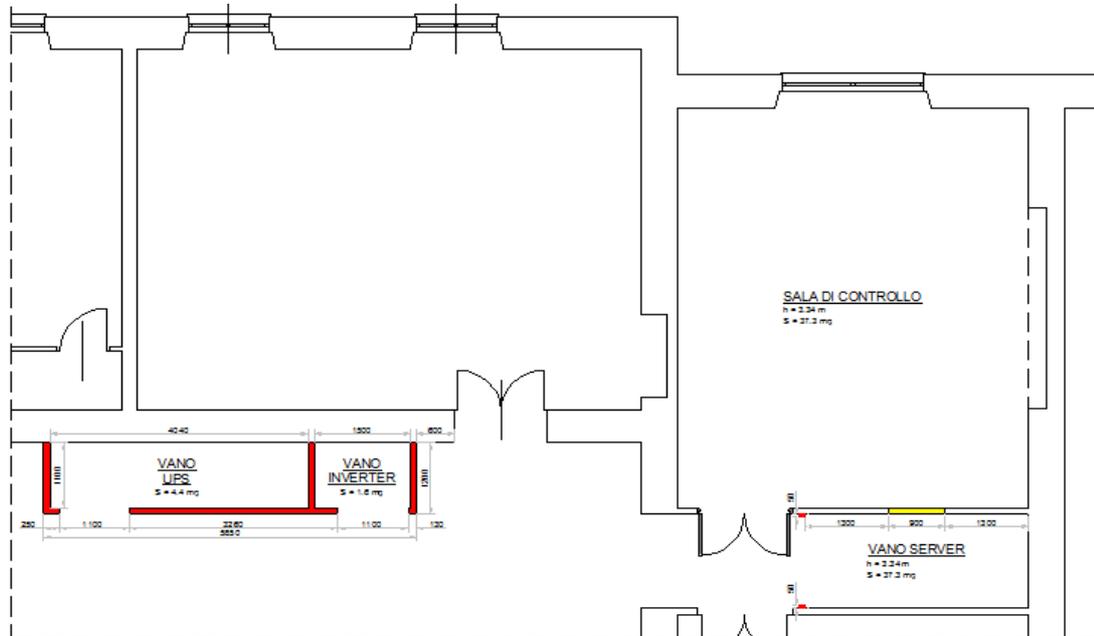


Figura 13.1: Individuazione delle Opere Interne

Nella zona denominata “Sala di Controllo” l’intervento consiste in:

- demolizione parziale di una tramezza, al fine realizzare un accesso diretto al vano server;
- realizzazione pavimento sopraelevato di altezza 160 mm e altezza utile 130 mm, con portata minima di 1000kg/m², costituito da blocchi di dimensioni 600x600 mm;
- realizzazione controsoffitto di altezza totale 300 mm, costituito da blocchi di dimensioni 600x600 mm;
- insonorizzazione della parete nella zona in cui è presente una rientranza ad arco mediante membrana sintetica autoadesiva.

La zona denominata “Vano Server” prevede i seguenti interventi:

- realizzazione di una tramezza ed inserimento di una porta a doppio battente, al fine di delimitare il vano e realizzare un accesso di servizio al vano server;
- realizzazione pavimento sopraelevato di altezza 160 mm e altezza utile 130 mm, con portata minima di 1000 kg/m², costituito da blocchi di dimensioni 600x600 mm.

La zona denominata “Vano Inverter/UPS” prevede i seguenti interventi:

- realizzazione di tramezze in cartongesso a delineare l’involucro del nuovo vano;
- insonorizzazione del vano mediante membrana sintetica autoadesiva;
- inserimento di due porte a battente singolo, insonorizzate. La porta del vano ups è provvista di due aperture con griglie insonorizzate al fine di favorire l’aerazione del vano stesso.

14 CONCLUSIONI

In questa sede, sono stati definiti compiutamente tutti gli interventi di carattere civile circa l'impianto di Poligenerazione.

Lo sviluppo di dettaglio di eventuali particolari costruttivi andrà sviluppato sulla base della fornitura.

FR/AGT/AO/GIC/GV/AED:mcs