



MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI



E.N.A.C
ENTE NAZIONALE per
L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO
VESPUCCI

Opera

PROJECT REVIEW – PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE AL 2035

Titolo Documento

Nuovo Terminal Passeggeri
Relazione Tecnica Strutture Terminal

Livello di Progetto

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO PROGETTUALE
A LIVELLO MINIMO DI PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE
PSA	01	MARZO 2024	N/A	FLR-MPL-PSA-TRM1-006-AR-RT_Rel Tec Str Term
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Tec Str Term

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
01	03/2024	Emissione per Procedura VIA-VAS	Eckersley O'Callaghan	D.Perri	L.Tenerani
00	10/2022	Emissione per Dibattito Pubblico	Eckersley O'Callaghan	D.Perri	L.Tenerani

COMMITTENTE PRINCIPALE	GRUPPO DI PROGETTAZIONE	SUPPORTI SPECIALISTICI
 ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti	 DIRETTORE TECNICO Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631	
POST HOLDER PROGETTAZIONE Ing. Lorenzo Tenerani	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Arch. David Perri Ordine degli Architetti di Lucca n°1157	
POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'ippolito		
POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO Geom. Luca Ermini		

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica relativa alla progettazione del nuovo Terminal Passeggeri, parte integrante della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale (o Masterplan) al 2035 dell'aeroporto di Firenze, qui sviluppata e dettagliata ad un livello tecnico ritenuto congruo con le finalità della presente fase procedurale, comunque non inferiore a quello del progetto di fattibilità tecnica ed economica di cui all'art. 41 del D. Lgs. n. 36/2023.

Il citato approfondimento tecnico viene previsto ad integrazione della Sezione Generale della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 2035, predisposta in aderenza alle normative e/o regolamenti specifici del settore aeronautico, rispetto alla quale si pone l'obiettivo di elaborare ulteriori elementi tecnici di studio, dettaglio, analisi e progettazione, ritenuti necessari ai fini del compiuto espletamento dei procedimenti amministrativi (di compatibilità ambientale e di autorizzazione) ai quali risulta per legge assoggettato lo strumento del Piano di Sviluppo Aeroportuale, così integrato in modo da rafforzarne la valenza e la funzione progettuale, strettamente interconnessa con quella pianificatoria e programmatica di investimento.

Le informazioni di seguito riportate vanno, pertanto, analizzate in stretta correlazione rispetto ai più ampi ed estesi aspetti tecnico-economici trattati all'interno dei documenti afferenti alla Sezione Generale del Masterplan, con i quali esse si relazionano secondo un processo capillare di progressivo approfondimento e dettaglio, ritenuto utile per una più completa, consapevole e piena visione dell'insieme delle previsioni di trasformazione dello scalo aeroportuale e delle aree circostanti, e per una più esauriente analisi e comprensione della Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale.

La citata Project Review costituisce la nuova formulazione tecnica delle previsioni progettuali e di investimento che ENAC prevede di attuare, nel medio-lungo periodo (orizzonte 2035, coerente con quello del Piano Nazionale degli Aeroporti in fase di aggiornamento), relativamente all'infrastruttura aeroportuale di Firenze, redatta dal Gestore aeroportuale di intesa con l'Ente regolatore in attuazione degli obblighi di miglioramento, ottimizzazione e sviluppo dell'aeroporto insiti nel contratto di concessione che lega lo stesso Gestore alle Istituzioni dello Stato (Ministero delle Infrastrutture e ENAC) per la gestione totale dell'infrastruttura aeroportuale (bene dello Stato). Ne consegue che l'insieme documentale di cui la presente relazione costituisce parte integrante deve essere visto e analizzato nella propria autonomia e indipendenza sostanziale, per quanto inevitabilmente consequenziale rispetto al precedente Masterplan 2014-2029 col quale risultano ancora sussistenti più elementi di dialogo che, tuttavia, ci si pone l'obiettivo di non assurgere a valenza prodromica e a funzionalità necessaria per una completa illustrazione, definizione e comprensione del nuovo Piano di Sviluppo Aeroportuale 2035.

Si auspica, infine, di aver esaurientemente e correttamente tradotto e trasferito, all'interno della documentazione di cui al nuovo Masterplan 2035, quel prezioso bagaglio di esperienza e quell'insieme di utili risultanze derivanti dal dialogo costruttivo e dialettico che, nell'ultimo decennio, ha visto in più momenti la partecipazione di ENAC, del Gestore aeroportuale, degli Enti/Amministrazioni interessati, delle Istituzioni nazionali e regionali, dei vari stakeholders e della cittadinanza attiva intorno ai temi relativi al trasporto aereo, alla multimodalità della mobilità, al ruolo della rete aeroportuale territoriale toscana e al futuro dello scalo aeroportuale di Firenze, che ENAC vede sempre più strategico, integrato e funzionale alla rete nazionale ed europea dei trasporti.

2. INTRODUZIONE

Questa relazione stabilisce i criteri di progettazione e prestazione per la struttura proposta e delinea gli standard da adottare. Lo scopo di questo rapporto di progettazione è fornire un punto di riferimento unico per il team di progettazione durante la preparazione e la verifica dei calcoli.

2.1 RESPONSABILITÀ DI PROGETTAZIONE

La seguente tabella dettaglia i principali pacchetti di progettazione delegati ad altri, compresi i Pacchetti di Progettazione dell'Appaltatore.

Pacchetto	Da Altri	CDP
Sottostrutture, compreso il Piano Terra, il Seminterrato e le Fondamenta	Tekne	
Area meccanica	Tekne	
Pali di fondazione		✓
Elementi prefabbricati		✓
Connessioni in acciaio		✓

2.2 ALTRE RELAZIONI

Questo rapporto dovrebbe essere letto in concomitanza con i seguenti documenti:

Piano di Esecuzione BIM di Rafael Vinoly Architects, Rev VI, giugno 2023

Studio Geotecnico di Terre & Opere, Rev 1, giugno 2023

Analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) rif. indagine down-hole S3-DH (dic 2016) di Terra & Opere, luglio 2023

2.3 MODELLAZIONE BIM

La struttura è stata modellata in Revit 2024.

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

3.1 IL SITO

Il nuovo Terminal Passeggeri sarà situato a nord-est del terminale attuale, circa 5 km a nord-ovest del centro città di Firenze.



Area di intervento per la realizzazione del nuovo Terminal passeggeri e delle opere ad esso connesse

Figura 1: Posizione proposta del nuovo terminal per l'Aeroporto di Firenze.

3.2 CONDIZIONI DEL TERRENO

Indagini appropriate e specifiche del sito per identificare le condizioni del terreno non sono state condotte fino ad oggi. In questa fase, la condizione del sottosuolo è stimata nello Studio di Fondo condotto da Terre & Opere (RIF. FLR-MPL-PSA-TRM1-014-GL-RT_Rel Geo Terminal). La progettazione sarà condotta sulla base della stima delle proprietà geotecniche e sismiche del terreno incluse nello Studio di Fondo e nell'RSL, fino a quando non saranno eseguite Indagini Geotecniche specifiche del sito.

La dimensione delle fondazioni deve essere considerata PRELIMINARE poiché una caratterizzazione geotecnica e stratigrafica appropriata è stata definita sulla base dei dati sopra riportati che NON consentono di identificare esaustivamente tutti i terreni in situ (in particolare i livelli Dab e FPTa) e i livelli piezometrici locali.

Il seguente modello geotecnico e stratigrafico è stato considerato in questa fase:

- Livello Naturale del Terreno (LNT) = +38,00m sul livello del mare (approssimativamente)
- Livello Inferiore dei plinti delle Mega Colonne = 3,00m dal LNT (*)
- Livello Inferiore dei plinti delle Colonne Secondarie = 2,00m dal LNT (*)
- Livello Inferiore dei plinti delle torrette di imbarco = 2,00m dal LNT (*)
- Livello Inferiore dei plinti del Seminterrato = 5,50m dal LNT (*)
- Livello Inferiore dei plinti degli edifici laterali = 3,00m dal LNT (*)
- Acque sotterranee: assenti (vedi Studio di Fondo)

(*) livello del terreno "presunto" - Non influenza significativamente il calcolo della capacità portante assiale dei pali.

Livello D_r (dal LNT a circa 12m)

Sabbie coerenti e limi argillosi (CH) con alto indice di plasticità (circa $IP=35\%$) caratterizzati dai seguenti parametri:

γ = Peso specifico =	20kN/m ³
c' = coesione efficace =	20kPa
ϕ' = angolo di attrito =	20°
c_u = coesione non drenata \geq	100kPa
E_u = Modulo elastico non drenato \geq	40MPa
E' = Modulo elastico drenato, a lungo termine =	10MPa
ν = Coefficiente di Poisson =	0.3

Livello Da_a (da circa 12m a circa 26m dal LNT)

Sabbie coerenti e limi argillosi (CH) con alto indice di plasticità (circa IP=40%) caratterizzati dai seguenti parametri:

γ = Peso specifico =	20kN/m ³
c' = coesione efficace =	25kPa
ϕ' = angolo di attrito =	20°
c_u = coesione non drenata \geq	150kPa
E_u = Modulo elastico non drenato \geq	60MPa
E' = Modulo elastico drenato, a lungo termine =	15MPa
ν = Coefficiente di Poisson =	0.3

Livello Da_b – Orizzonte Firenze 3 (da circa 26m a circa 30m dal LNT)

Orizzonte granulare nella matrice fine composto da sabbia e ghiaia limosa caratterizzato dai seguenti parametri (assunti in modo conservativo in assenza di dati):

γ = Peso specifico =	20kN/m ³
c' = coesione efficace =	0kPa
ϕ' = angolo di attrito =	30°
E' = Modulo Elastico Operativo =	50MPa
ν = Coefficiente di Poisson =	0.3

7

Livello FPTa (Circa oltre 26m da LNT)

Sabbie coerenti e limi argillosi (CH) con alto indice di plasticità (circa IP=30%) caratterizzati dai seguenti parametri (assunti in modo conservativo in assenza di dati):

γ = Peso specifico =	20kN/m ³
c' = coesione efficace =	25kPa
ϕ' = angolo di attrito =	20°
c_u = coesione non drenata \geq	150kPa
E_u = Modulo elastico non drenato \geq	60MPa
E' = Modulo elastico drenato, a lungo termine =	15MPa
ν = Coefficiente di Poisson =	0.3

3.3 EDIFICIO

Il progetto consiste in un nuovo edificio del terminal dell'aeroporto esistente, con dimensioni in pianta che si estendono per circa 570 m in direzione longitudinale e 265 m in direzione trasversale. L'edificio è formato da un piano terra, una parte minore di primo piano e un tetto tipo "tettoia". Il tetto sostiene un vigneto funzionante e si inclina lievemente dal livello del suolo fino a circa 30m sopra il livello della pista; questo è sostenuto da colonne tipo "albero".



Figura 1: Render Architettonico del Progetto

Il progetto comprende anche un piccolo seminterrato, piccoli soppalchi tra il piano terra e il primo piano, e due navate a due piani ai lati della struttura principale, e quattro ponti aerei con relative torette di imbarco.

È stata identificata anche una seconda fase di espansione, con potenziale estensione dei soppalchi e delle due navate laterali, e la formazione di altri due ponti aerei aggiuntivi.

Nella parte posteriore del terminal, è prevista la costruzione di un'area destinata ai sistemi meccanici.

3.4 PERCORSI DI CARICO

Questa sezione copre i principali percorsi di carico verticale e orizzontale per ciascuna sezione dell'edificio.

3.5 EDIFICIO CENTRALE

Il tetto centrale è composto da una griglia di travi primarie e secondarie prefabbricate in calcestruzzo. Le travi secondarie sono sagomate a forma di canalette per ospitare la vigna e le finiture e sono supportate su travi primarie trapezoidali cavi. Le travi primarie sono supportate dai rami delle Mega Colonne. Il primo piano e il mezzanino sono supportati sulle mega colonne e su una serie di colonne di diametro inferiore su una sotto-griglia ridotta di 12x12m. Queste colonne intermedie più piccole vanno solo dal piano terra al primo piano.

La stabilità laterale della struttura principale è fornita dalla combinazione dei seguenti due sistemi: in primo luogo, le travi del tetto sono collegate rigidamente creando un diaframma (figura 5) e trasferiscono il carico in piano alle Mega Colonne. Le travi del tetto sono poi collegate ai rami dell'albero piramidale inverso in modo che una serie di telai portanti siano creati con perni in corrispondenza del nodo della Mega Colonna. Successivamente, i rami dell'albero sono supportati sui tronchi delle mega colonne che agiscono come sbalzi dalle fondazioni per resistere alle forze orizzontali. Il primo piano agisce anche come diaframma per distribuire i carichi tra le mega colonne, le quali forniscono stabilità laterale anche al mezzanino.

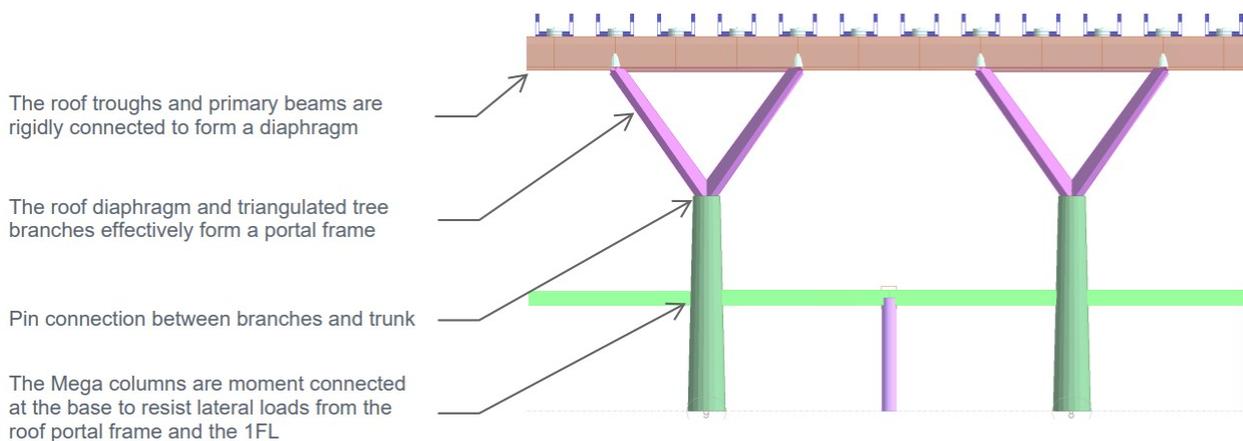


Figura 2: Sistema di stabilità laterale

Il sistema di stabilità dell'edificio centrale produce il modello di forze interne mostrato nella figura sottostante.

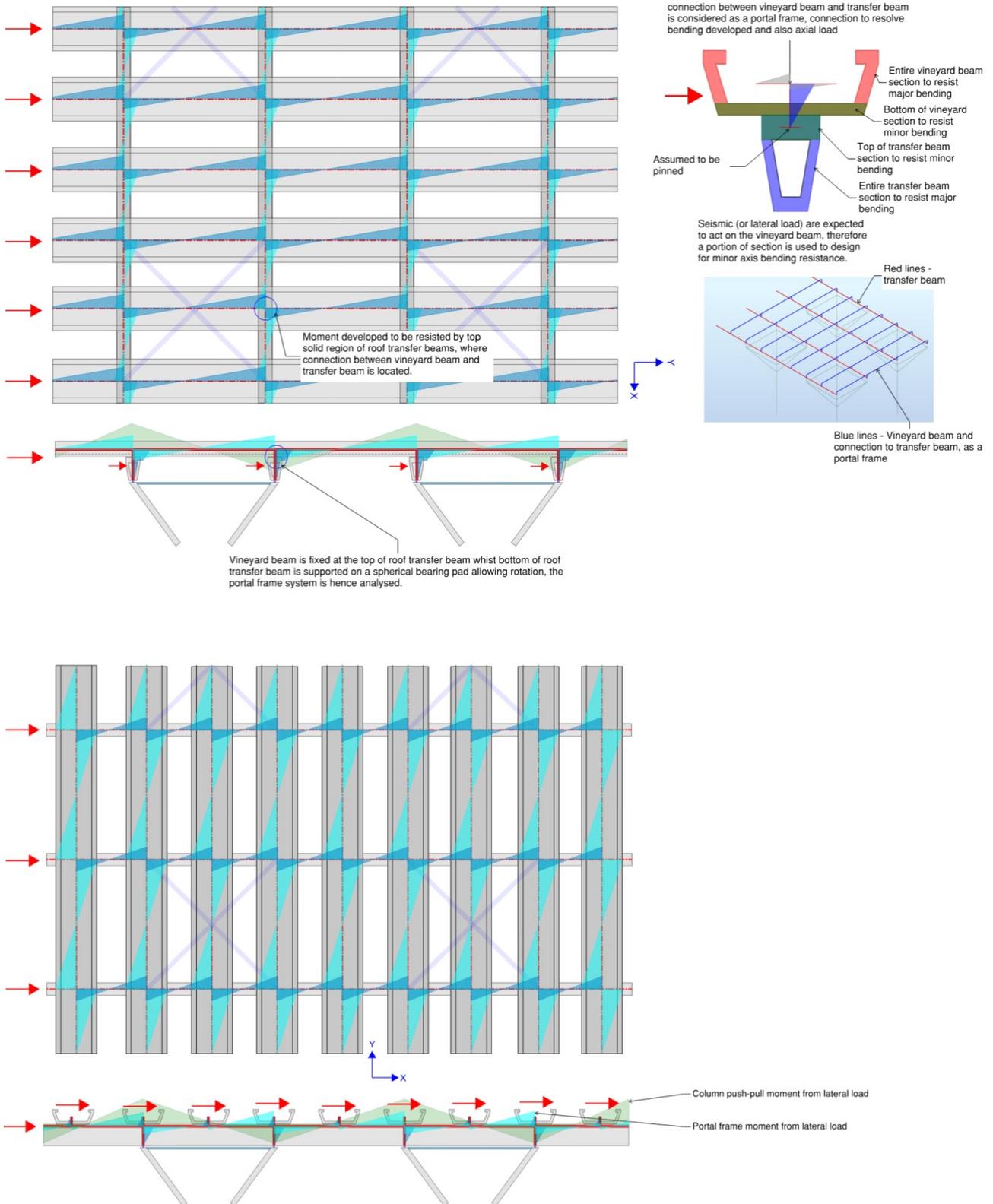


Figura 5: Diagrammi che mostrano i momenti flettenti sviluppati negli elementi del tetto per creare un diaframma.

EDIFICI LATERALI

Gli edifici laterali sono separati dall'edificio centrale da giunti di movimento, il che significa che tali edifici agiscono in modo indipendente con le proprie strutture di resistenza al carico laterale, affidandosi solo all'edificio centrale per il supporto verticale delle estremità. Entrambi gli edifici laterali seguono gli stessi principi, utilizzando colonne per resistere ai carichi verticali da telai di travi a livello di mezzanino, primo piano e tetto. La stabilità laterale è fornita da diversi sistemi a ciascun livello. Al piano terra vengono utilizzati telai rigidi in entrambe le direzioni. Al primo piano viene utilizzata una serie di telai rigidi nella direzione N/S (Y). Quindi nella direzione perpendicolare E/O (X) sono presenti dei controventi nel tetto che trasmettono il carico ai controventi situati sulla facciata sud.

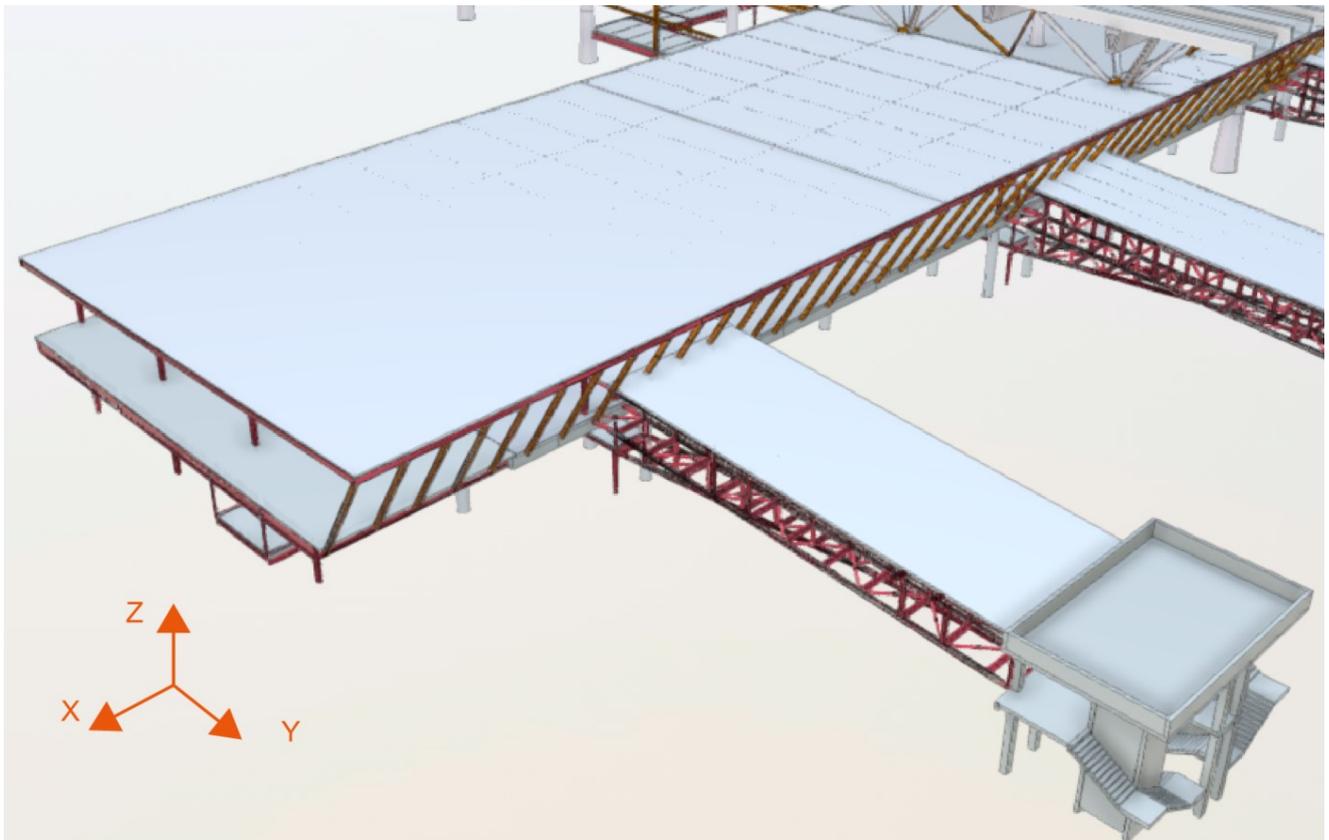


Figura 5: Assonometria dell'edificio laterale

3.5.2 TORRETTA DI IMBARCO

Il carico verticale nelle torrette di imbarco è supportato dai due vani ascensore e da una serie di colonne perimetrali intorno al perimetro dell'edificio. La stabilità laterale è provvista interamente dai due vani ascensore. Le torrette di imbarco sono utilizzate per supportare il ponte di imbarco dall'edificio centrale e il ponte laterale più piccolo dell'aereo (progettato dal produttore). Questi sono supportati verticalmente da colonne sotto ciascun punto di contatto con carichi laterali trasferiti dal diaframma del primo piano ai vani ascensore.

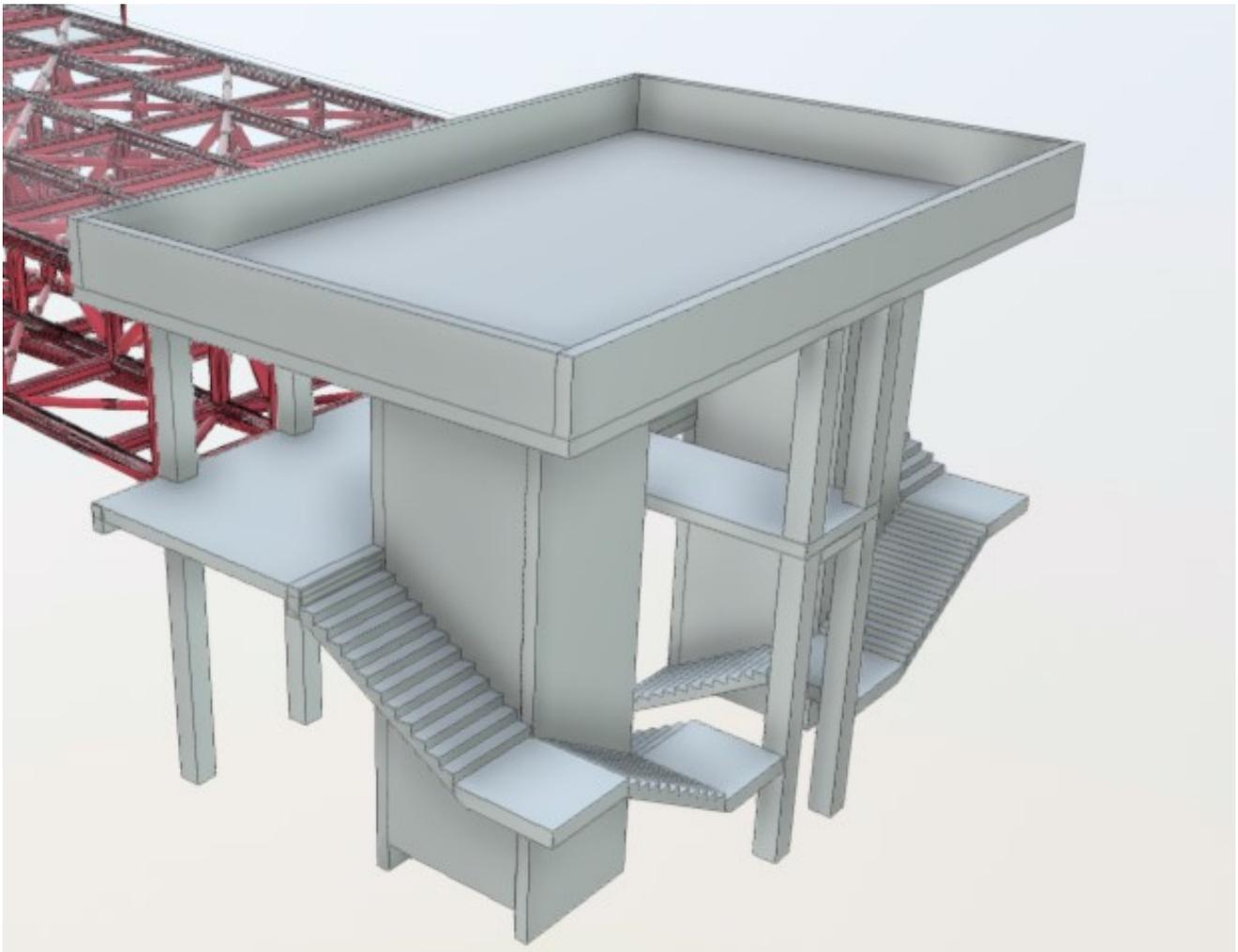


Figura 6: Assonometria dei torrini di imbarco

3.5.3 PONTI DI IMBARCO

Il sistema principale di supporto del ponte pedonale è composto da tre (3) tralicci verticali interni che trasferiscono il carico verticale alle posizioni di supporto (torrette di imbarco/edifici laterali). Le superfici esterne del ponte sono prive di diagonali, consentendo così una facciata senza montanti che massimizza la trasparenza complessiva e l'ingresso di luce naturale.

Lo schema di supporto mostrato nella figura sottostante è stato determinato in modo che il ponte si comporti come una trave semplicemente appoggiata sia per il carico orizzontale che per quello verticale. Dalla figura, si può vedere che il ponte è principalmente supportato al livello del primo piano delle torrette di imbarco/edifici laterali e si articola tra le strutture di supporto ad ogni estremità. La parte inferiore del ponte che collega le torrette di imbarco al mezzanino è sospesa dai principali tralicci verticali tramite cavi (elementi marroni) che sono collegati tramite connessioni a

momento ai tralicci principali. Ad una estremità, il ponte è libero di traslare longitudinalmente (direzione Y) per consentire l'espansione/contrazione dovuta al carico termico. Per la stabilità laterale del ponte (carico del vento), vengono impiegati controventi orizzontali (elementi blu) posizionati a livello del pavimento e della tettoia, trasferendo i carichi alle strutture principali attraverso i telai portanti alle estremità del ponte.

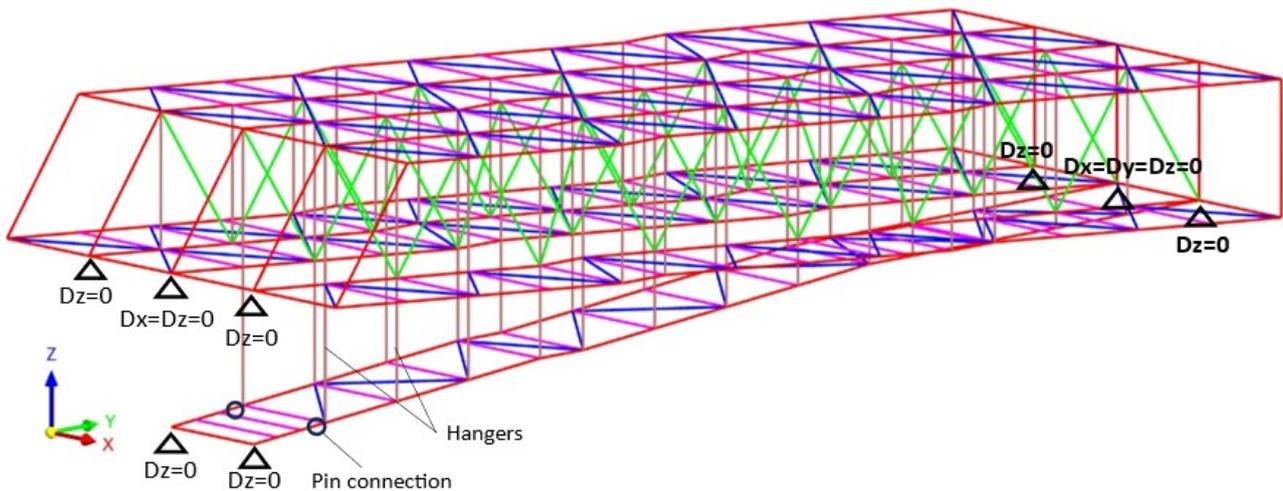


Figure 3: Modello assonometrico dei ponti di imbarco, con condizioni a contorno.

Al fine di ottenere un percorso di carico chiaro descritto di sopra, ed evitare il trasferimento del carico al livello del mezzanino, si ipotizza che la parte terminale della rampa connessa al mezzanino sia connessa ad esso tramite il sistema di perni mostrato nella figura sottostante, permettendo così di articolarsi.

13

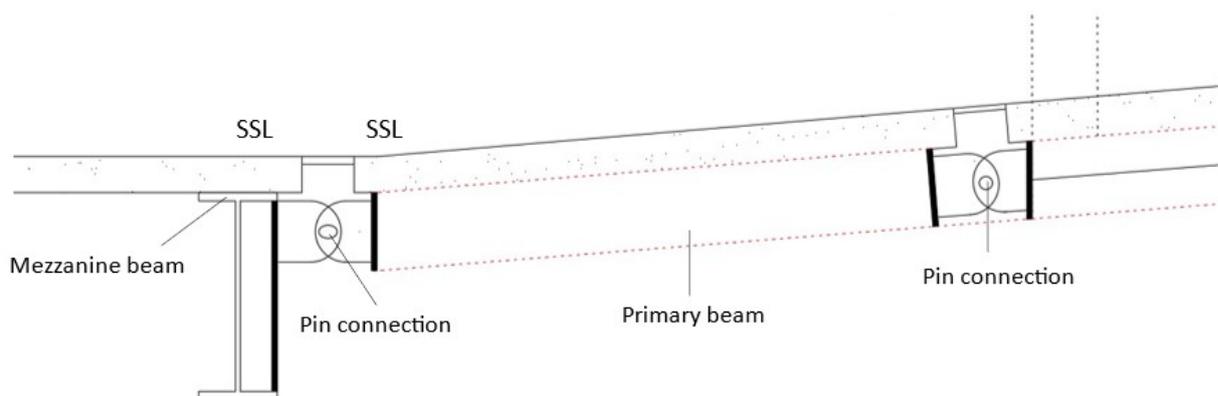


Figure 4: Dettaglio connessione tra ponte e mezzanino

3.5.4 AREE MECCANICHE

La struttura delle aree meccaniche è in calcestruzzo prefabbricato. La stabilità laterale è intesa essere resistita dai vani scala e ascensore, e da pareti aggiuntive in calcestruzzo se

necessario. Ci sarà un giunto di movimento tra l'argine circostante le aree meccaniche in modo che ogni parte sia indipendente. Il progetto di questa struttura verrà sviluppato nella prossima fase.

3.5.5 FONDAZIONI

Il dimensionamento finale delle fondazioni sarà finalizzato una volta completato il sondaggio geotecnico che sarà eseguito sotto la supervisione di Terra & Opere. I seguenti dati sono preliminari poiché le informazioni geotecniche disponibili non consentono di caratterizzare completamente i suoli. Le fondazioni sono generalmente realizzate con pali trivellati gettati in opera con le seguenti caratteristiche:

- **Lunghezza dei pali: da 22 a 35 metri dal livello di fondazione impostato**
- **Diametro nominale dei pali: DN600 – DN800 – DN1000 – DN1500 – DN1800**
- **Spaziatura: 2,5 volte il diametro nominale**
- **Copriferro: minimo 8 cm**
- **Armatura (%): 1% minimo nell'area dei primi 10 diametri (NTC §7.2.5)**

Per l'esecuzione si raccomanda l'uso di "avampozzi". Il foro sarà supportato utilizzando fanghi di perforazione alla bentonite o fluidi polimerici.

14

Il progetto sismico delle fondazioni sarà in conformità con il §7.2.5 del NTC18: il dimensionamento delle fondazioni è fatto assumendo i carichi risultanti da un'analisi strutturale eseguita con comportamento non dissipativo ($q=1$).

3.5.6 FONDAZIONI MEGA COLONNE

Sono utilizzati tre tipi di pali:

- **Tipo di palo 1: DN1800 – L = 25m (base del palo nell'orizzonte granulare Firenze 3)**
- **Tipo di palo 2: DN1800 – L = 30m (base del palo in FPTa)**
- **Tipo di palo 3: DN1500 - L = 35m (base del palo in FPTa)**

Questi pali hanno una capacità assiale di 9000÷10000kN in compressione e 5000÷7000kN in trazione. Le testate dei pali hanno dimensioni di 12m x 12m o 14m x 14m con un'altezza di 220cm.

3.5.7 FONDAZIONI DELLE COLONNE SECONDARIE

I pilastri secondari sono principalmente soggetti a carichi assiali verticali. Le fondazioni di questi elementi hanno pali con diametro DN800 e lunghezza di 25÷26m (basati sull'orizzonte granulare Firenze 3). La capacità assiale progettuale in compressione è di circa 3800kN. Le testate dei pali sono di dimensioni 4m x 4m x 1.50m.

3.5.8 FONDAZIONI TORRETTE DI IMBARCO

Le fondazioni delle torrette di imbarco sono costituite da pali con diametro DN800 e lunghezza di 25÷26m (basati sull'orizzonte granulare Firenze 3). La capacità assiale progettuale in compressione è di circa 3800kN. Le testate dei pali hanno un'altezza di 1,50m e una dimensione planimetrica di 10,8m x 15,6m.

3.5.9 FONDAZIONI DEL SEMINTERRATO

Il seminterrato (una struttura interrata di tipo scatolare che sarà utilizzata per il sistema BHS) ha fondazioni con pali DN600 con lunghezza di 22÷23m (basati sull'orizzonte granulare Firenze 3). La capacità assiale progettuale in compressione è di circa 2600kN.

15

3.5.10 SOLAIO PIANO TERRA

Il solaio del piano terra è progettato come un solaio di calcestruzzo armato spesso 300 mm supportato da travi a pila e pali riduttori di spostamento. Questi ultimi sono pali DN800 con una lunghezza di 12m disposti con una distanza di 6m x 6m. Non verranno considerate armature in questi pali ad eccezione dei primi 2m (a causa del confinamento del calcestruzzo). Questa armatura non sarà collegata al solaio.

Questo approccio progettuale fa riferimento al concetto di "fondazione mista" come indicato nei paragrafi 6.4.3.3 e 6.4.3.4 del NTC18, dove viene indicato che è possibile attribuire una funzione di riduzione degli spostamenti ai pali.

3.5.11 TRAVI DI COLLEGAMENTO/SOLAIO

Come richiesto dal NTC 2018, paragrafo 7.2.5 sui requisiti strutturali degli elementi di fondazione, travi di collegamento di dimensioni 80cmx100cm o 100cmx100cm (dimensioni da confermare) saranno posizionate tra le travi a pila adiacenti, al fine di evitare spostamenti relativi orizzontali tra le fondazioni.

Questa soluzione è applicata dove non è previsto un solaio di calcestruzzo per il piano terra: in queste aree, invece, gli spostamenti relativi sono evitati dalla presenza del solaio del piano terra.

4. NORME DI PROGETTAZIONE & RIFERIMENTI

4.1 NORME

I seguenti principali Standard italiani, insieme ai documenti di Allegato Nazionale pertinenti, sono stati utilizzati nello sviluppo del progetto strutturale:

NTC 2018	Norme Tecniche per le Costruzioni
UNI EN 1990	Eurocodice - Principi di Progettazione (EC0)
UNI EN 1991	Eurocodice 1: Azioni sulle strutture Parte 1-1: Azioni generali – Densità, peso proprio, carichi dovuti all'uso per le costruzioni (EC1-1) Parte 1-3: Azioni generali – Azioni della neve (EC1-3) Parte 1-4: Azioni generali – Azioni del vento (EC1-4) Parte 1-5: Azioni generali – Azioni termiche (EC1-5) Parte 1-7: Azioni generali – Azioni accidentali (EC1-7)
UNI EN 1992	Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo (EC2)
UNI EN 1993	Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio (EC3)
UNI EN 1994	Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composite in acciaio e calcestruzzo (EC4)
UNI EN 1995	Eurocodice 5: Progettazione delle strutture in legno (EC5)
UNI EN 1996	Eurocodice 6: Progettazione delle strutture in muratura (EC6)
UNI EN 1997	Eurocodice 7: Progettazione geotecnica (EC7)
UNI EN 1998	Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza ai terremoti (EC8)

4.2 RIFERIMENTI

In aggiunta agli standard sopra citati, sono stati utilizzati i seguenti riferimenti principali:

SCI P354:2009	Steel Construction Institute Publication 354 Design of Floors for Vibration: A new approach
SCI AD327:2008	Steel Construction Institute Advisory Desk 327 Floor Vibration Multiplying Factors for office floors

SCI AD330:2009	Steel Construction Institute Advisory Desk 330 Vibration of steel staircases
SCI AD372:2013	Steel Construction Institute Advisory Desk 372 Vibration Check of Floors
BRE FB33:2011	Dynamic Comfort Criteria for Structures A review of UK codes, standards and advisory documents

5. SOFTWARE

I seguenti software e strumenti di progettazione sono stati utilizzati nello sviluppo del progetto.

5.1 ANALISI STRUTTURALI

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021.

MIDAS – FEM analysis

5.2 VEIFICHE SEZIONALI

Tekla Tedds 2018.

The Concrete Centre, RC Spreadsheets for Eurocode 2, V4.0.

VCA SLU

GROUP 6.0 (3D)

MAX16 Aztec

5.3 STRUMENTI DI PROGETTAZIONE

Microsoft Excel 2016.

6. CARICHI

Le sezioni seguenti forniscono i criteri principali per la derivazione dei carichi; per ulteriori dettagli fare riferimento alla Appendice 1 della Relazione.

6.1 CARICO PERMANENTE

Il carico permanente è stato determinato in conformità con l'EC1-1; la tabella seguente fornisce le densità per i materiali principali utilizzati.

Materiale	Densità kN/m ³
Acciaio	78.5
Calcestruzzo (Rinforzato)	25.0
Vetro	25.0
Terreno (Saturo)	20.0

6.2 CARICO PERMANENTE SOVRAPPOSTO

Copertura verde dell'edificio centrale

Sopra il tetto centrale la stratificazione varia. In assenza di un esperto di viticoltura, gli architetti assumono un tipico accumulo di 640 mm di terreno per ospitare le viti, tuttavia sui contorni aggettanti intorno al bordo questo valore viene ridotto a 300 mm per ridurre il carico. Queste aree sono indicate nella pianta sottostante e i dettagli degli accumuli di carico sono forniti in seguito.

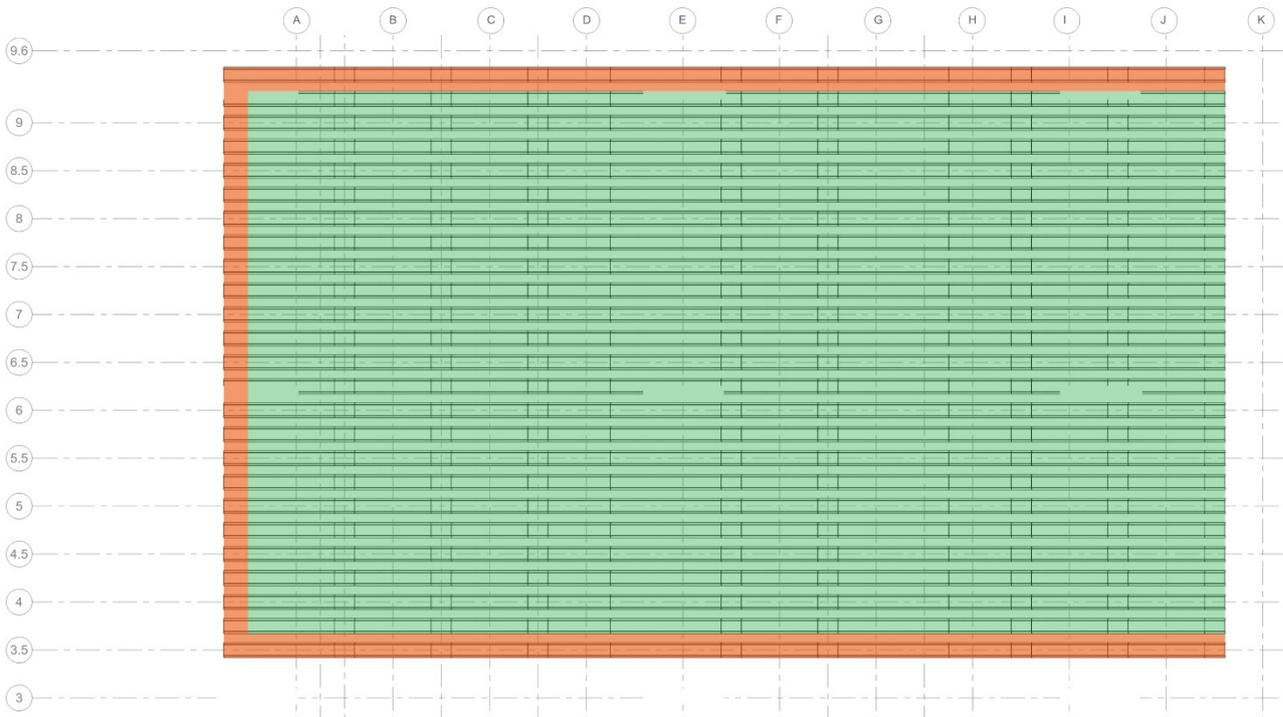


Figure 5: Piano del tetto che mostra l'estensione dei diversi tipi di copertura verde, tipicamente in verde e ridotta in arancione

1) Tetto Verde Tipico - Suolo di 640 mm (Elementi larghi 3,8 m a intervalli di 6 m)

Tipo di Carico	Densità del materiale, kg/m ³	Larghezza del Materiale, m	SDL	
			kN/m	kN/m ²
640mm terreno soffice	2000	3.8	48.6	8.1
10mm strato di aggregato	1800	3.3	0.6	0.1
Geotessile		3.3	0.1	0.0
100mm Serbatoio geo cellulare	1000	3.3	3.3	0.6
Impermeabilizzazione			N/A	N/A
160mm Isolamento	70	3.3	0.4	0.1
Soffitto e servizi			6.0	1.0
Lucernario (2.2m largo)	2500	2.2	4.4	0.7
TOTALE			63.4	10.3

2) Tetto Verde Ridotto – Suolo di 300 mm (Elementi larghi 3,8 m a intervalli di 6 m)

Tipo di Carico	Densità del materiale, kg/m ³	Larghezza del Materiale, m	SDL	
			kN/m	kN/m ²
300mm terreno soffice	2000	3.8	22.8	3.8
10mm strato di aggregato	1800	3.3	0.6	0.1
Geotessile		3.3	0.1	0.0
100mm Serbatoio geo cellulare	1000	3.3	3.3	0.6
Impermeabilizzazione			N/A	N/A
160mm Isolamento	70	3.3	0.7	0.1
Soffitto e servizi			6.0	1.0
Lucernario (2.2m largo)	2500	2.2	4.4	0.7
TOTALE			37.9	6.3

Tetto degli Edifici Laterali

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Finiture del Tetto (Pannelli metallici leggeri)	0.05
Pannello sandwich metallico isolante	0.15
Soffitto	0.5
Servizi + Unità HVAC	1.0
TOTALE	1.9

22

Tetto dei Torretti di Imbarco

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Finiture del Tetto	0.1
Isolamento ed impermeabilizzazione	0.4
Soffitto	1.0
Servizi	0.5
TOTALE	2.0

Primo Piano – Finiture in Pietra

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Finitura del pavimento (pietra da 40 mm + massetto da 35 mm)	1.7
Servizi	0.5
Soffitto	1.0
TOTALE	3.2

Mezzanino di Passaggio

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Massetto da 50 mm + piastrelle	1.5
Soffitto + Servizi	0.5
TOTALE	2.0

Mezzanino con Impianti

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Massetto da 50 mm + piastrelle	1.5
Soffitto + Servizi	1.5
TOTALE	3.0

Solaio dei Torretti di Imbarco

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Finiture	0.5
50mm Massetto	1.0
Servizi	0.5
Soffitto	1.0
TOTALE	3.0

23

Tetto Ponti di Imbarco

Tipo di Carico	SDL kN/m ²
Finiture	0.1
Isolante	0.4
Pannelli metallici	0.15
Soffitto/Servizi	1.0
TOTALE	1.7

Solaio Ponti di Imbarco

Tipo di Carico	SDL kN/m ²
Pavimento	0.2
Massetto	1.0
Solaio in Calcestruzzo	3.0
Isolante	0.4
Facciata	1.0
TOTALE	5.6

Facciata e Partizioni Ponti di Imbarco

Tipo di Carico	SDL, kN/m
Facciata	3.0
Partizioni interne	2.0

Facciata – Louvres del Mezzanino

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Lamelle in alluminio	0.14
Gyprock di supporto	0.12
Muro a montanti	0.25
Rivestimento interno del muro	0.12
TOTALE	0.63

Facciata – Primo Piano Facciata in Metallo

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Rivestimento metallico	0.03
Pannello sandwich metallico isolato	0.23
Gyprock di supporto	0.12
Muro a montanti	0.25
Rivestimento interno del muro	0.12
TOTALE	0.75

Facciata – Vetro

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Vetro	1.0
Montanti in Alluminio	0.1
TOTALE	1.1

Partizioni interne

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Carico ipotizzato	1.0
TOTAL	1.0

Piano Terra Tipico

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Pavimento	0.5
Massetto leggero	1.25
Strato di calcestruzzo	2.75
TOTALE	4.50

Faccia esterna al piano terra

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
TBD	
TOTALE	

Piano Terra in zone per impianti e servizi

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Pavimento	0.5
Massetto leggero	1.25
Strato di calcestruzzo	2.75
TOTALE	4.50

Area Meccanica

Tipo di Carico	SDL
	kN/m ²
Massetto da 50 mm + piastrelle	1.5
Soffitto/Servizi	1.5
TOTALE	3.0

6.3 CARICHI VARIABILI

I carichi in vita sono stati determinati in conformità con la Sezione 3.1.4 della normativa NTC. Di seguito è riportato un riassunto nella tabella sottostante. Fare riferimento ai Piani di Carico per le posizioni.

Tipo di Carico	Carico uniformemente distribuito, kN/m ²	Carico Puntuale, kN
Tetto (Solo Manutenzione Categoria H)	0.5	1.2
Corridoi e Aree Pubbliche (Cat. C3 and C5)	5.0	5.0
Uffici (Cat. B1)	2.0	2.0
Scale (Cat. C3)	5.0	5.0
Magazzino (Cat. E1)	6.0	7.0
Locali tecnici (stima, da confermare con ingegnere dei servizi)	7.5	7.5
Sottterraneo – Livello fondazione (+33.50m)	5.0	5.0
Sottterraneo – Piano Terra (+38.50m)	10.0	

6.4 CARICHI SISMICI

I parametri utilizzati per calcolare i carichi sismici sono riassunti nella tabella sottostante. Le seguenti sottosezioni spiegano come questi parametri sono determinati.

Parametro	Carico Sismico Orizzontale		Carico Sismico Verticale	
	Stato SLV (SLV)	Limite Vita (RSL T&O)	Stato Operatività (SLO)	Limite Vita (SLO)
Periodo di Ritorno T_R [anni]	1,898		200	
Accelerazioni orizzontale massima al sito a_g [m/s^2]	1.97 (2.205)		0.91	
Fattore Terreno, S	1.4 (1.407)		1.5	
Fattore di Smorzamento Viscoso, η	1.0		1.0	
Massima amplificazione spettrale, F_0	2.41 (2.768)		2.51	
T_B [s]	0.106		0.070	
T_C [s]	0.317		0.209	
T_D [s]	2.403		1.971	

Tabella: Parametri chiave utilizzati per definire lo spettro sismico. Si prega di notare che questi valori sono stati calcolati utilizzando i dati dello studio geotecnico e saranno aggiornati al ricevimento del rapporto di indagine del terreno.

6.5 VITA UTILE DI PROGETTO

Considerando le dimensioni e l'importanza regionale del progetto, proponiamo una **Vita Utile di Progetto (DWL) di 100 anni**, in conformità con le NTC 2018. La Vita Utile di Progetto si riferisce al periodo per il quale una struttura o parte di essa è destinata a essere utilizzata per il suo scopo previsto con manutenzione e riparazioni regolari previste, ma senza la necessità di interventi di riparazione importanti.

6.6 CONSEGUENZE / CLASSE DI IMPORTANZA DEL EDIFICIO

La Classe di Conseguenza (CC) affronta le potenziali conseguenze umane / economiche / sociali / ambientali dovute a un collasso o malfunzionamento della struttura. Informa sul livello generale dei requisiti da considerare per la progettazione strutturale. Proponiamo la seguente CC per il progetto:

Classe di Conseguenza	Conseguenze umane / economiche / sociali / ambientali dovute a un collasso
CC3	Alte
CC2	Medie
CC1	Basse

Dal punto di vista sismico, gli edifici sono classificati in 4 classi d'uso- a seconda delle conseguenze del crollo per la vita umana, della loro importanza per la sicurezza pubblica e la protezione civile nel periodo immediatamente successivo al terremoto, e delle conseguenze sociali ed economiche del crollo.

Le Classi d'Uso (CU) sono legate alla Classe delle Conseguenze ma sono specifiche per la progettazione sismica e caratterizzano le conseguenze del crollo per la vita umana, la loro importanza per la sicurezza pubblica e in particolare la protezione civile nel periodo immediatamente successivo al terremoto, e le conseguenze sociali ed economiche del crollo. L'CU influenza le azioni sismiche modificando il periodo di ritorno medio considerato o dividendo la probabilità di superamento associata a un determinato periodo di ritorno con il coefficiente d'uso corrispondente C_u . Considerando che gli aeroporti sono di primaria importanza nella risposta al disastro, raccomandiamo di classificare il progetto come:

Classe d'Uso	Prestazioni Sismiche	Coefficiente d'uso C_u [-]
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti	2.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi	1.5
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti	1.0
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone	0.7

Alla luce di quanto sopra, è stato adottato un periodo di riferimento V_R pari a 200 anni per il progetto in conformità alla Clausola 2.4.3 delle NTC 2018.

6.7 PERIODI DI RITORNO E ACCELERAZIONI ORIZZONTALE MASSIMA AL SITO

I parametri di progettazione si basano sulla Tabella 1 degli Allegati A e B del Decreto del Ministro delle Infrastrutture emesso nel gennaio 2008, pubblicato nel S.O. della Gazzetta Ufficiale nel febbraio 2008, n. 29, e eventuali aggiornamenti successivi (ID 20059, Longitudine 11.275, Latitudine 43.764).

I valori dei parametri sono stati interpolati secondo la formula [2] dal documento di riferimento. Per periodi di ritorno superiori a 2475 anni, il valore corrispondente a 2475 anni è stato definito in conformità all'"Allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolo Sismico," pagina 2.

Stato Limite	Periodo di Ritorno T_R [Anni]	Accelerazioni orizzontale massima al sito a_g [m/s^2]	F_0 [-]	T_c [s]
Stato Limite Ultimo				
Prevenzione Collasso	2475	2.14	2.42	0.320
Salvaguardia della Vita	1898	1.97	2.768	0.317
Stato Limite di Esercizio				
Danno	200	0.91	2.51	0.290
Operatività	120	0.73	2.61	0.285



Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

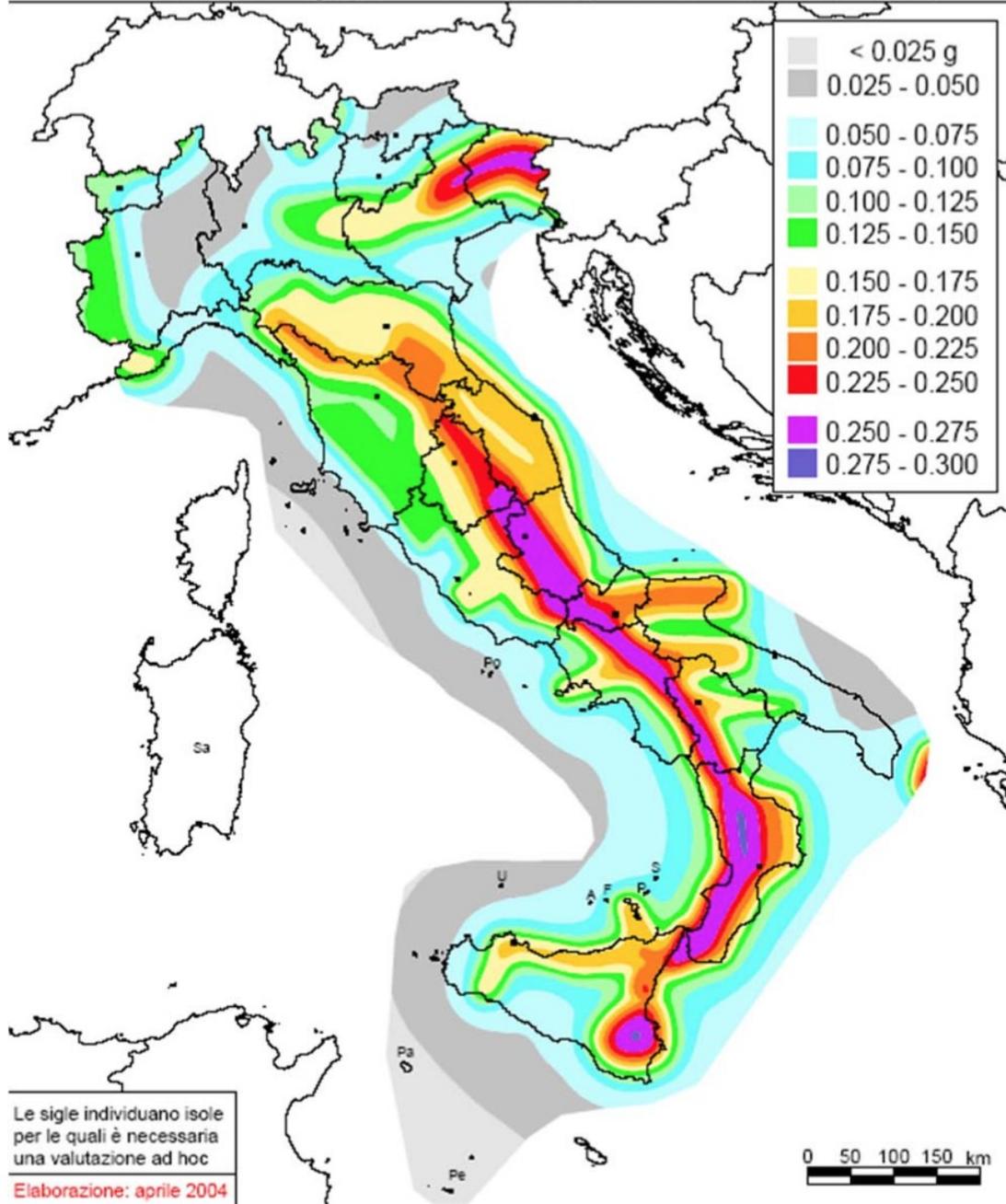


Figure 6: Seismic regions

6.8 IPOTESI PER L'ANALISI MODALE

Per l'analisi modale, gli effetti inerziali dell'azione sismica di progetto devono essere valutati tenendo conto della presenza delle masse associate a tutti i carichi gravitazionali presenti nella combinazione delle azioni, come indicato nell'espressione 2.5.7 della Sezione 2.5.3 delle NTC 2018.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Questa espressione include il coefficiente di combinazione per l'azione variabile, $\psi_{E,i}$. I coefficienti di combinazione tengono conto della probabilità che i carichi $Q_{k,i}$ non siano presenti sull'intera struttura durante il terremoto.

6.9 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti di combinazione possono anche tener conto di una partecipazione ridotta delle masse nel movimento della struttura a causa della connessione non rigida tra di esse. A seconda del tipo/categoria di carico imposto, i coefficienti di combinazione (valore quasi permanente dell'azione variabile) ψ_{2i} sono forniti nella Tabella 2.5.I della Sezione 2.5.2 delle NTC 2018.

Tab. 2.5.I – Valori 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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

6.10 EFFETTI TORSIONALI ACCIDENTALI

Secondo la Sezione 7.2.6 delle NTC 2018, al fine di tener conto delle incertezze nella posizione delle masse e nella variazione spaziale del moto sismico, il centro di massa calcolato ad ogni piano deve essere considerato come spostato dalla sua posizione nominale in ogni direzione da una **eccentricità accidentale pari al 5%** della dimensione media dell'edificio.

6.11 AMPLIFICAZIONE DELL'ACCELERAZIONE DEL TERRENO

Il tipo di terreno si basa sulla propagazione delle velocità delle onde di taglio e sul periodo di vibrazione fondamentale del terreno, considerando l'influenza della geologia profonda sulle azioni sismiche piuttosto che solo sulle condizioni superficiali del terreno.

Tipicamente, l'accelerazione di riferimento del terreno a_{gR} viene moltiplicata per fattori di amplificazione (come il fattore di amplificazione topografica e il fattore di importanza dell'edificio) per ottenere l'accelerazione di progetto del terreno a_g .

Lo Studio Preliminare prodotto da Terre&Opere ha valutato provvisoriamente il terreno come **Terreno di Tipo C con una Categoria Topografica TI**. A loro volta, i seguenti fattori dovrebbero essere inclusi nella definizione dello spettro di risposta:

Stato Limite	C_c	S_s	S_T	S
Stato Limite Ultimo				
Prevenzione Collasso	1.53	1.38	1.00	1.38
Salvaguardia della Vita	1.54	1.407	1.00	1.40
Stato Limite di Esercizio				
Danno	1.57	1.50	1.00	1.50
Operativita'	1.59	1.50	1.00	1.50

6.12 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO SISMICO ELASTICO ORIZZONTALE

Lo spettro sismico elastico orizzontale è stato definito con riferimento a 3.2.3.2.1 del NTC18 e ai valori elencati nei paragrafi precedenti.

Convenzionalmente, è stato ipotizzato un Fattore di Smorzamento pari a 1,0.

6.13 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO SISMICO ELASTICO VERTICALE

Lo spettro sismico elastico verticale è stato definito con riferimento a 3.2.3.2.2 del NTC18 e ai valori elencati nei paragrafi precedenti, con le seguenti differenze:

- $S_s = 1$
- $T_B = 0.05s$
- $T_C = 0.15s$
- $T_D = 1.0s$

6.14 PROPRIETÀ DI ELASTICITÀ DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO PER L'ANALISI SISMICA

Con riferimento alla Clausola 4.3.1(7) UNI EN 1998, a meno che non venga eseguita un'analisi più accurata degli elementi fessurati, la rigidità degli elementi fessurati in calcestruzzo può essere assunta pari alla metà della rigidità corrispondente degli elementi non fessurati.

Le rigidità sono state generalmente assegnate basandosi sulla Tabella 9.1 nel Manuale prodotto dall'Institution of Structural Engineers per assistere la progettazione sismica di edifici in acciaio e calcestruzzo secondo l'Eurocodice 8 (2010), tradotto come segue:

(b) La modellazione degli elementi strutturali.

La struttura può essere modellata come una serie di sistemi di resistenza al carico laterali e verticali, collegati da diaframmi orizzontali formati dai pavimenti dell'edificio. Quando il diaframma può essere considerato rigido nei loro piani (vedi Sezione 6.3.3), le masse e i momenti d'inerzia di ogni piano possono essere concentrati nel centro di gravità.

(c) La modellazione del comportamento del materiale. Negli edifici in calcestruzzo (anche negli edifici misti acciaio-calcestruzzo e in muratura), la rigidità degli elementi principali deve tener conto degli effetti della fessurazione, ovvero:

- La rigidità può essere valutata tramite un'analisi dettagliata dello stato di fessurazione nelle diverse parti della struttura, deve corrispondere all'inizio della cedimento delle armature.
- In assenza di un'analisi più precisa, le proprietà di rigidità elastica flessionale e di taglio degli elementi in cemento possono essere assunte come la metà della rigidità non fessurata.
- *Si consiglia di utilizzare valori di rigidità più accurati, tenendo conto dello stato di tensione coinvolto. La Tabella 9.1 fornisce valori provvisori per gli elementi in cemento interpolati da ASCE 43-05*.*

Tabella 9.1: Rigidezza efficace del calcestruzzo armato

Elemento	Rigidezza a flessione	Rigidezza a taglio	Rigidezza assiale
Travi - non precomprese	$0.5 E_{cd} I$	$G_{cd} A_w$	
Travi - precomprese	$E_{cd} I$	$G_{cd} A_w$	
Colonne in compressione	$0.7 E_{cd} I$	$G_{cd} A_w$	$E_{cd} A_c$
Colonne in tensione	$0.5 E_{cd} I$	$G_{cd} A_w$	$E_{cd} A_c$ ($E_{sd} A_s / E_{cd} A_c$)
Pareti e diaframmi - non fessurati	$E_{cd} I$ ($\sigma_t < f_{ctm}$)	$G_{cd} A_w$ ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$)	$E_{cd} A_c$
Pareti e diaframmi - fessurati	$0.5 E_{cd} I$ ($\sigma_t > f_{ctm}$)	$0.5 G_{cd} A_w$ ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$)	$E_{cd} A_c$

Parametri:

- I Momento di inerzia della sezione di calcestruzzo
- A_w Area trasversale della parte centrale della trave
- A_c Area trasversale della sezione di calcestruzzo
- A_s Area trasversale dell'acciaio di armatura
- E_{cd} Valore di progetto del modulo di compressione del calcestruzzo
- G_{cd} Valore di progetto del modulo di taglio del calcestruzzo = $0.4E_{cd}$
- E_{sd} Valore di progetto del modulo dell'acciaio di armatura
- σ_t Tensione massima nella sezione di calcestruzzo dovuta alla flessione, assumendo una sezione non fessurata
- F_{ctm} Valore medio della resistenza alla trazione assiale del calcestruzzo
- V_{Ed} Valore di progetto della forza di taglio nel muro nella situazione di progetto sismico
- $V_{Rd,c}$ Resistenza al taglio progettuale del muro senza armatura di taglio

* Criteri di Progettazione Sismica per Strutture, Sistemi e Componenti nelle Installazioni Nucleari" pubblicato dall'American Society of Civil Engineers (ASCE).

6.15 ANALISI SPETTRALE DI RISPOSTA MODALE

Gli effetti sismici e gli effetti di altre azioni inclusi nella situazione di progettazione sismica saranno determinati in base al comportamento lineare-elastico della struttura, utilizzando l'analisi spettrale di risposta modale in conformità con l'NTC 2018.

Secondo la Sezione 7.3.3.1, nell'effettuare un'analisi spettrale di risposta modale, deve essere tenuto conto della risposta di tutte le modalità di vibrazione che contribuiscono significativamente alla risposta globale. Questo requisito può essere considerato soddisfatto se può essere dimostrato uno dei seguenti punti:

- la somma delle masse modali efficaci per i modi presi in considerazione ammonta **almeno all'85% della massa totale della struttura;**
- tutti i modi con masse modali efficaci maggiori del 5% della massa totale sono prese in considerazione.

Se questi requisiti specificati non possono essere soddisfatti (ad esempio, in edifici con un contributo significativo dalle modalità torsionali), UNI 1998-1 4.3.3.3.1(3) consente un criterio alternativo in cui il numero minimo k di modalità da prendere in considerazione in un'analisi spaziale deve soddisfare entrambe le seguenti condizioni, **garantendo che tutte le modalità fino a una frequenza di 5 Hz (periodo di 0,20 secondi) siano incluse.**

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13)$$

and

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

where

k is the number of modes taken into account;

n is the number of storeys above the foundation or the top of a rigid basement;

T_k is the period of vibration of mode k .

Per la combinazione dei massimi modali, come la **Combinazione Quadratica Completa (CQC)**, sarà adottata.

6.16 CLASSE DI DUTTILITÀ

La progettazione sismica della struttura mira a garantire un'adeguata capacità di dissipazione dell'energia attraverso un comportamento duttile globale con adeguata affidabilità. Sulla base della materialità e della geometria, si assume la **Classe di Duttività Media (CDM) per il progetto dell'intera struttura**, compreso il tetto principale, il terminale e il seminterrato.

Il progetto di edifici in calcestruzzo resistenti ai terremoti deve fornire alla struttura una capacità adeguata di dissipare energia senza una riduzione sostanziale della sua resistenza complessiva contro il carico orizzontale e verticale.

Gli edifici classificati come CDM (media duttibilità) sono progettati, dimensionati e dettagliati in conformità con specifiche disposizioni per la resistenza ai terremoti, consentendo alla struttura di sviluppare meccanismi stabili associati a una grande dissipazione di energia isteretica sotto carichi ripetuti invertiti, senza subire rotture fragili.

6.17 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

Secondo i principi delineati nel 3.2.2.5 di BS EN 1998-1:2004+A1:2013, per evitare un'analisi strutturale esplicitamente inelastica nel progetto, la capacità della struttura di dissipare energia, attraverso principalmente il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, viene presa in considerazione eseguendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, da ora in poi chiamato "spettro di progetto".

Questa riduzione è ottenuta introducendo il fattore di comportamento q .

6.18 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento q è un'approssimazione del rapporto tra le forze sismiche che la struttura subirebbe se la sua risposta fosse completamente elastica con un'ammortizzazione viscosa del 5%, e le forze sismiche che possono essere utilizzate nel progetto, con un modello di analisi elastica convenzionale, garantendo comunque una risposta soddisfacente della struttura. Il valore del fattore di comportamento q può essere diverso nelle diverse direzioni orizzontali della struttura, anche se la classificazione della duttilità deve essere la stessa in tutte le direzioni.

6.19 EDIFICIO PRINCIPALE

La stabilità laterale della struttura proposta è garantita dalle mega-colonne aggettanti dal livello del suolo e collegate in cima a una griglia di travi per tetto in cemento precompresso progettate per agire come diaframma rigido. Questa soluzione potrebbe essere considerata come **un pendolo invertito, a telaio, a piano unico**. Tuttavia, a causa dei modi di torsione predominanti osservati nell'analisi modale, la struttura sarà considerata come **flessibile in torsione**.

In conformità con la Tabella 7.3.II del NTC18 e per la CDM (classe di duttilità media), il fattore di comportamento di base assunto è pari a 2,0. Inoltre, il fattore di comportamento è stato ridotto del 20% poiché l'edificio è stato valutato come non regolare in elevazione, fornendo il limite superiore del **fattore di comportamento SLV $q=1.6$** .

La struttura sarà progettata in modo che, in caso di evento sismico, le cerniere plastiche e le deformazioni duttili si sviluppino alla base delle Mega-colonne e in specifiche posizioni nei travetti della vigna. Tutti gli altri elementi strutturali e le relative connessioni saranno progettati per resistere agli effetti dell'azione sismica moltiplicati da un fattore di sovraccarico in modo che rimangano nel dominio elastico per l'intero evento sismico.

I fattori di sovraccarico saranno definiti in conformità con il NTC18 e l'Eurocodice 8 e varieranno a seconda della duttilità della modalità di rottura associata.

Altri elementi non coinvolti nel sistema di stabilità (come i pilastri intermedi) devono essere progettati come elementi sismici secondari come definito nella Sezione 7.2.3 NTC 2018.

6.20 FATTORE DI COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI LATERALI

Gli edifici laterali sono separati dalla regione centrale da una giuntura di dilatazione (fare riferimento al paragrafo 6.5) e sono progettati per avere un proprio sistema di stabilità indipendente, pertanto sono trattate come edifici separati nel caso sismico. Nell'edificio

delle ali vengono utilizzati diversi sistemi di stabilità su ogni livello. Al piano terra vengono utilizzati **telai a momento in calcestruzzo armato (CA)** e al primo piano viene utilizzata una combinazione di **telai a momento in acciaio in una direzione e controventature nella direzione perpendicolare**. Gli edifici laterali sono state valutate come regolari in pianta e irregolari in elevazione, ma questo può cambiare in base allo sviluppo del progetto e alla strategia finale delle giunture di dilatazione.

Per il sistema di telai a momento al piano terra, l'intento progettuale è quello di formare cerniere plastiche all'interno delle travi per dissipare energia e mantenere l'integrità degli elementi verticali. In conformità con la Tabella 7.3.II del NTC18, selezionando una classe di duttilità media (CDM), **il fattore di comportamento di base è assunto come 3.0**. Tuttavia, a causa dell'irregolarità dell'edificio, viene applicato un fattore di riduzione $K_R = 0.8$, dando **un fattore di comportamento di progetto di $q = 2.6$** .

Al primo piano vengono utilizzati telai momentanei in acciaio nella direzione N/S e nella direzione perpendicolare si fa affidamento sulle controventature nel tetto per trasmettere i carichi orizzontali alle controventature. A causa dell'uso di un diverso sistema di stabilità e di materiali, il primo piano e il tetto verranno progettati in modo conservativo utilizzando lo spettro elastico e **un fattore di comportamento pari a $q=1$** .

6.21 TORRETTE DI IMBARCO

Le torrette d'imbarco si basano su due nuclei di ascensori per i carichi laterali, il che significa che sono classificate come avendo un sistema di pareti duttili per la stabilità sismica. Le torri sono considerate irregolari in elevazione a causa del sostanziale cambiamento di massa al primo piano dalle passerelle.

In conformità con la Tabella 7.3.II del NTC18 e per la classe di duttilità media (CDM), **il fattore di comportamento di base assunto è pari a 3.0**. Tuttavia, a causa dell'irregolarità dell'edificio, viene applicato un fattore di riduzione $K_R=0.8$, ottenendo **un fattore di comportamento di $q = 2.4$ da utilizzare nel progetto**.

6.22 PONTI DI IMBARCO

I ponti d'imbarco utilizzano tre tralicci in acciaio per attraversare dall'edificio terminale alle torri dell'aria. I punti di supporto su ciascun edificio resistono a qualsiasi forza laterale proveniente dal ponte aereo. Questa interazione tra le strutture richiede un'analisi più dettagliata prima che possa essere sviluppata una strategia di dissipazione all'interno del ponte. Pertanto, si assume in modo conservativo che l'accelerazione sismica impostata sul ponte pedonale sia pari al massimo (plateau) ottenuto dallo spettro di risposta SLV. Inoltre, i ponti di imbarco sono progettati utilizzando **lo Spettro Elastico con $q=1.0$** . Le seguenti accelerazioni sono utilizzate per l'analisi sismica del ponte:

	Orizzontale	Verticale
SLV accelerazione elastica	0.69g	0.42g

6.23 AREE MECCANICHE

La struttura verrà sviluppata nella prossima fase.

6.24 CARICO DI VENTO

Il carico del vento è stato determinato in conformità con la sezione 3.3 del NTC 2018, basato sui seguenti criteri:

Zona del Vento = 3

Velocità di vento di base = 27 m/s (Fig 3.3.1)

Periodo di ritorno = 100 anni

Velocità di riferimento = 28.1 m/s

Categoria terreno = D

Categoria esposizione = II

Altitudine del sito = 40m

Pressione di velocità di picco= 1.52 kN/m² (a 30m sopra il livello del suolo)



Figure 7: Zona del Vento

6.25 CARICHI TERMICI

Il carico termico è stato determinato in conformità con il NTC 2018, basato sui seguenti criteri:

Sovrastruttura – Variazione di Temperatura Uniforme

Temperatura Iniziale T_0	+15°C
Temperatura Interna – Estate T_1 [°C]	+20°C
Temperatura Interna – Inverno T_2	+25°C
Temperatura Esterna, Estate T_{max} (Ombreggiato)	+45°C
Temperatura Esterna, Estate T_{max} (Nord-Est) ¹⁾	+45/+47/+49°C
Temperatura Esterna, Estate T_{max} (Sud-Ovest) ¹⁾	+63/+75/+87°C
Temperatura Esterna, Inverno T_{min}	-15°C

¹⁾: Assorbanza superficiale: luce intensa (0,5) / di colore chiaro (0,7) / scuro (0,9)

Sovrastruttura – Variazione di Temperatura Caratteristica

Ambiente Interno $\Delta T_{i,i}$	0 to +10°C
Ambiente Esterno $\Delta T_{i,e}$ (Ombreggiato)	-30 to +30°C
Ambiente Esterno $\Delta T_{i,e}$ (Nord-Est) ¹⁾	-30 to +30/+32/+34°C
Ambiente Esterno $\Delta T_{i,e}$ (Sud-Ovest) ¹⁾	-30 to +48/+60/+72°C

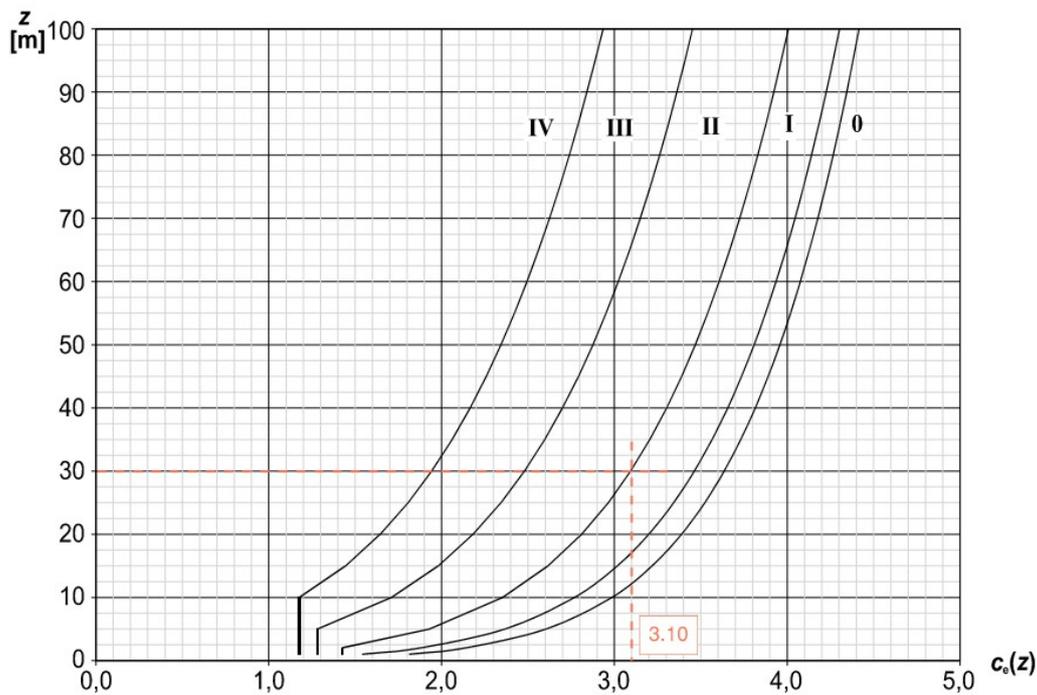
Struttura interrata – Variazione di Temperatura Uniforme

Temperatura Iniziale T_0	Come Sovrastruttura
Temperatura Interna – Estate T_1 [°C]	Come Sovrastruttura
Temperatura Interna – Inverno T_2	Come Sovrastruttura
Temperatura Esterna, Estate T_{max} ²⁾	+8/5°C
Temperatura Esterna, Inverno T_{min} ²⁾	-5/-3°C

²⁾: Profondità sotto il livello del suolo: inferiore a 1,0m / superiore a 1,0m

Struttura interrata – Variazione di Temperatura Caratteristica

Ambiente Interno $\Delta T_{i,i}$	Come Sovrastruttura
Ambiente Esterno $\Delta T_{i,e}$ ²⁾	-20 to -7°C



6.26 COEFFICIENTE DI ESPANSIONE LINEARE

I seguenti coefficienti sono utilizzati per la modellazione e i calcoli in conformità alla Tabella 3.5.III della Sezione 3.5.7 del NTC 2018.

40

Materiale	Coefficiente termico α_T [$\times 10^6 / ^\circ\text{C}$]
Acciaio	12.0
Calcestruzzo	10.0
Calcestruzzo ad alte prestazioni	TBC
Calcestruzzo alleggerito	7.0
Acciaio di rinforzo per calcestruzzo	10.0

6.27 CARICO DI NEVE

Il carico neve è stato determinato in conformità con la Sezione 3.4 del NTC 2018, basandosi sui seguenti criteri:

Zona	= 2
Coefficiente esposizione	= 1.0
Carico di neve a terra caratteristico	= 1.0 kN/m ²

Coefficiente di forma del tetto - Disposizione non accumulata

Coefficiente di forma del tetto per vigneti [-] $\mu_1 = 0.80$

Coefficiente di forma del tetto per lucernari [-] $\mu_1 = 0.80$

Coefficiente di forma del tetto - Disposizione accumulata

Coefficiente di forma del tetto per vigneti [-] $\mu_2 = 0.95$

Coefficiente di forma del tetto per lucernari [-] $\mu_3 = 2.00$

Rapporto dei coefficienti di forma del tetto per vigneti [-] $\alpha = 1.83$

Carichi neve eccezionali a terra

Il caso di azioni nevose eccezionali, come descritto nella ENEN 1991-1-3:2003, non si applica in Italia.

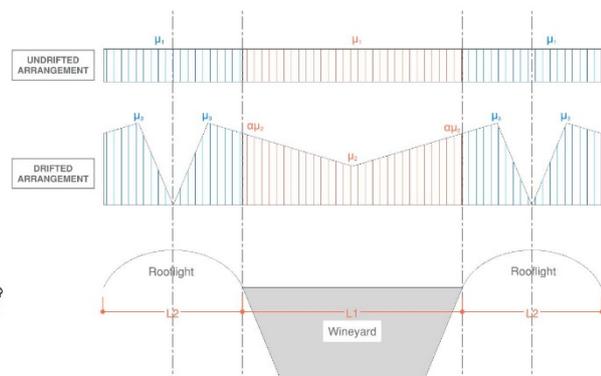
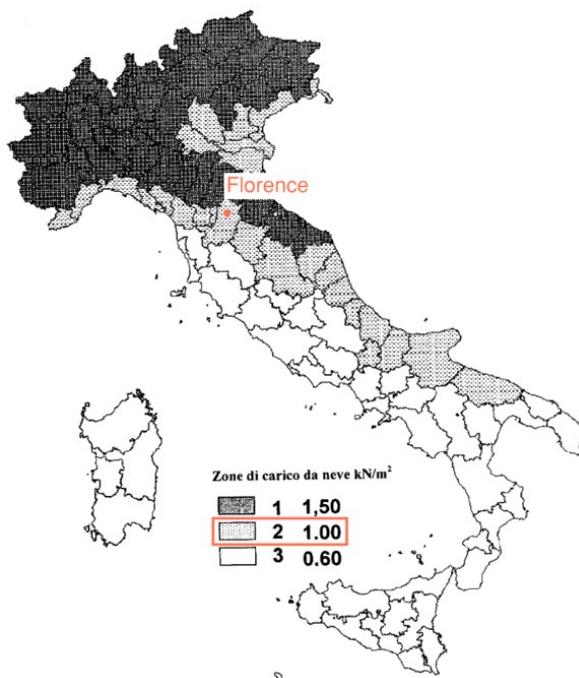


Figure 8: Mappa e diagramma del carico di neve

6.28 CARICO ORIZZONTALE NOZIONALE

Un carico nozionale si basa su una proporzione della struttura verticale che sta supportando e rappresenta le forze che si verificano a causa di imperfezioni nella struttura.:

Angolo di deviazione elementi in calcestruzzo ϑ_0 = 1/200

Angolo di deviazione elementi in acciaio φ_0 = 1/200

6.29 CARICO DEL TERRENO

Considerato che lo scavo aperto è il metodo preferito per formare le strutture interrato, il progetto assumerà che parte del materiale di scavo verrà stoccato, trattato in loco e riutilizzato come materiale di riempimento. Le seguenti proprietà sono ipotizzate per il materiale di riempimento:

- Tipo: Granulare, drenato ($u = 0$)
- Peso specifico caratteristico: $\gamma_k = 20.0 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo di attrito interno $\varphi' = 30^\circ$;
- Coesione efficace: $c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$;
- Angolo di resistenza allo scorrimento all'interfaccia parete-terreno (calcestruzzo in situ):

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi' = 20^\circ;$$

6.30 CARICO IDROSTATICO

Non è previsto di incontrare acqua sotterranea durante le indagini sul sito e il livello dell'acqua sotterranea non è prevedibile entro la profondità di scavo. Si prevede che l'acqua superficiale venga drenata rapidamente da un sistema di drenaggio dedicato, quindi non genererà pressione idrostatica in condizioni normali.

Pertanto il terreno può essere considerato drenato (pressione dell'acqua porosa $u=0$) in condizioni normali. Tuttavia, la situazione accidentale, in cui il sistema di drenaggio dovesse fallire, dovrebbe essere considerata nel progetto dei muri di sostegno con il livello dell'acqua sotterranea ipotizzato a 1m sotto il livello del terreno.

6.31 CARICO DI SOVRACCARICO

Si considera un sovraccarico di $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ per coprire sia scenari temporanei che permanenti..

6.32 CARICO D'IMPATTO E CARICO ACCIDENTALE

I carichi d'impatto del traffico sulle strade di accesso (zona urbana) e nel parcheggio sono basati su EN1991-1-7 Sezione 4.3.2 Impatti sulle sovrastrutture. I carichi d'impatto per diversi veicoli sono riportati nella Figura qui sotto. Altezze di impatto per le automobili sono tipicamente di 0,5 m e di 1,5 m per i camion.

Category of traffic	Equivalent static design force F_{dx}^a [kN]
Motorways and country national and main roads	500
Country roads in rural area	375
Roads in urban area	250
Courtyards and parking garages	75
^a x = direction of normal travel.	

L'area applicabile della forza d'impatto dovrebbe essere specificata. Di solito viene presa come un quadrato lungo 0,25 m.

Toscana Aeroporti Engineering non ha confermato requisiti specifici da considerare nel progetto oltre a quelli specificati nelle Norme europee e NTC2018. Gli elementi strutturali nelle aree di accesso saranno quindi progettati assumendo che appartengano alla categoria "cortili".

Il carico d'impatto è considerato in combinazione con la combinazione di carico accidentale.

6.33 CARICO DI PARAPETTO

Il parapetto sarà progettato per resistere a un carico orizzontale minimo sulla linea pari a 3 kN/m applicato a 1,1 m sopra il livello del suolo, in conformità con la norma EN 1991-1-2:2002 per la Categoria C5 - Aree dove le persone possono riunirsi.

6.34 CARICHI DI COSTRUZIONE

Da confermare.

6.35 CARICO DI ESPLOSIONE

Toscana Aeroporti Engineering non ha confermato la necessità di considerare il carico di esplosione nel progetto fino ad oggi. Pertanto, nessun carico di esplosione è stato incluso nel progetto.

7. CRITERI DI PRESTAZIONE

7.1 VITA UTILE DI PROGETTO

La struttura è stata progettata per raggiungere una vita utile di progetto di 100 anni, pertanto categoria 5 in conformità con la norma EN 1990 (Tabella NA.2.1) per le infrastrutture principali. Durante questo periodo, l'operatore dovrebbe prevedere di eseguire la manutenzione ordinaria della struttura, come la riverniciatura delle strutture in acciaio.

7.2 DURABILITÀ

La durabilità del calcestruzzo deve essere valutata in conformità con il NTC2018. La copertura del calcestruzzo è stimata in questa fase e dovrà essere confermata una volta disponibili i risultati delle indagini sul sito.

Elemento	Contatto con il Terreno	Cloruri - XD	Carbonazione - XC	Gelo - XF	Agenti Chimici - XA	Grado Proposto (minimo)	Note
Pali di fondazione	Si	No	2	No	No	C40/50	
Plinti e Travi di Fondazione	Si	No	3	No	No	C40/50	
Solaio - Sotterraneo	Si	No	3	No	No	C40/50	
Solaio - Piano Terra	Si	No	3	No	No	C40/50	
Mega Colonne (Interne)	No	No	1	No	No	C60/75	
Mega Colonne (esterne)	No	3	3	4	No	C60/75	
Altre Colonne	No	No	1	No	No	C40/50	
Pareti - Sotterraneo	Si	No	3	No	No	C40/50	
Travi in calcestruzzo in-situ	No	No	1	No	No	C40/50	
Travi Prefabbricate (interne)	No	No	1	No	No	C60/75	
Travi Prefabbricate (Esterne, Protette)	No	3	3	4	No	C60/75	
Solaio Prefabbricati	No	No	1	No	N	C60/75	

Copriferro:

Elementi	Copriferro minimo (mm)	Note
Pali di fondazione	85	TBC
Plinti e Travi di Fondazione		
Fondo	50	100mm magrone
Lati	50	
Parte Superiore	50	
Solaio - Sotterraneo:		
Fondo	50	100mm magrone
Parte Superiore	30	
Solaio – Piano Terra:		
Fondo	50	TBC
Parte Superiore	30	TBC
Colonne		
Interne	30	
Esterne	40	
Pareti - Sotterraneo:		
Esterne	50	TBC
Interne	30	
Travi e solai		
Esterne	40	TBC per le Travi Porta Vigna
Interne	30	

46

*: Copriferro nominale è definito come copriferro minimo, specificato da UNI EN 1992-1-1:2004 e BS 8500-1:2015, aggiunta alla tolleranza di esecuzione. Nel nostro caso, la tolleranza definita è $\Delta c_{dev} = \pm 5 \text{ mm}$. Quindi la copertura nominale c_{nom} può essere espressa come segue:

$$c_{nom} = c_{min} \pm \Delta c_{dev}$$

7.3 RESISTENZA AL FUOCO

I periodi di resistenza al fuoco per i quali i membri saranno progettati sono definiti nella tabella seguente, da confermare dagli Ingegneri Antincendio:

Membro	Periodo di Resistenza (min.)	Metodo
Elementi in Calcestruzzo Armato (inclusi elementi del tetto)	60	Copriferro adeguato
Elementi in Acciaio (inclusi elementi del tetto)	60	Intumescente/pannello/spruzzo cementizio
Elementi Secondari di supporto facciate/partizioni	0	-

In determinate aree speciali (ad esempio, percorsi di fuga e aree speciali di lavoro) il requisito di resistenza al fuoco è aumentato a 120 minuti come indicato in una email da Tekne (6 ottobre 2023).

7.4 MOVIMENTI

L'inflessione degli elementi in acciaio sotto carichi imposti è stata considerata come segue:

Membro	Limite di Inflessione
Trave tipica: Travi semplicemente supportate Trave a sbalzo	L / 360 L / 180
Travi di supporto facciate:	L / 650 < 15mm
Spostamento relativo tra piani:	L / 300
Spostamento dell'edificio:	L / 500

47

Elementi in calcestruzzo:

Membro	Limite di Inflessione
Travi semplicemente supportate: Carichi Permanenti Carichi Variabili Carichi a lungo termine (incl. creep)	L / 250 L/350 L / 250
Travi di supporto facciate: (Carichi variabili + Lungo Termine)	L / 650 < 15mm
Spostamento relativo tra piani:	L / 300
Spostamento dell'edificio:	L / 500

Elementi Secondari di supporto facciate/partizioni:

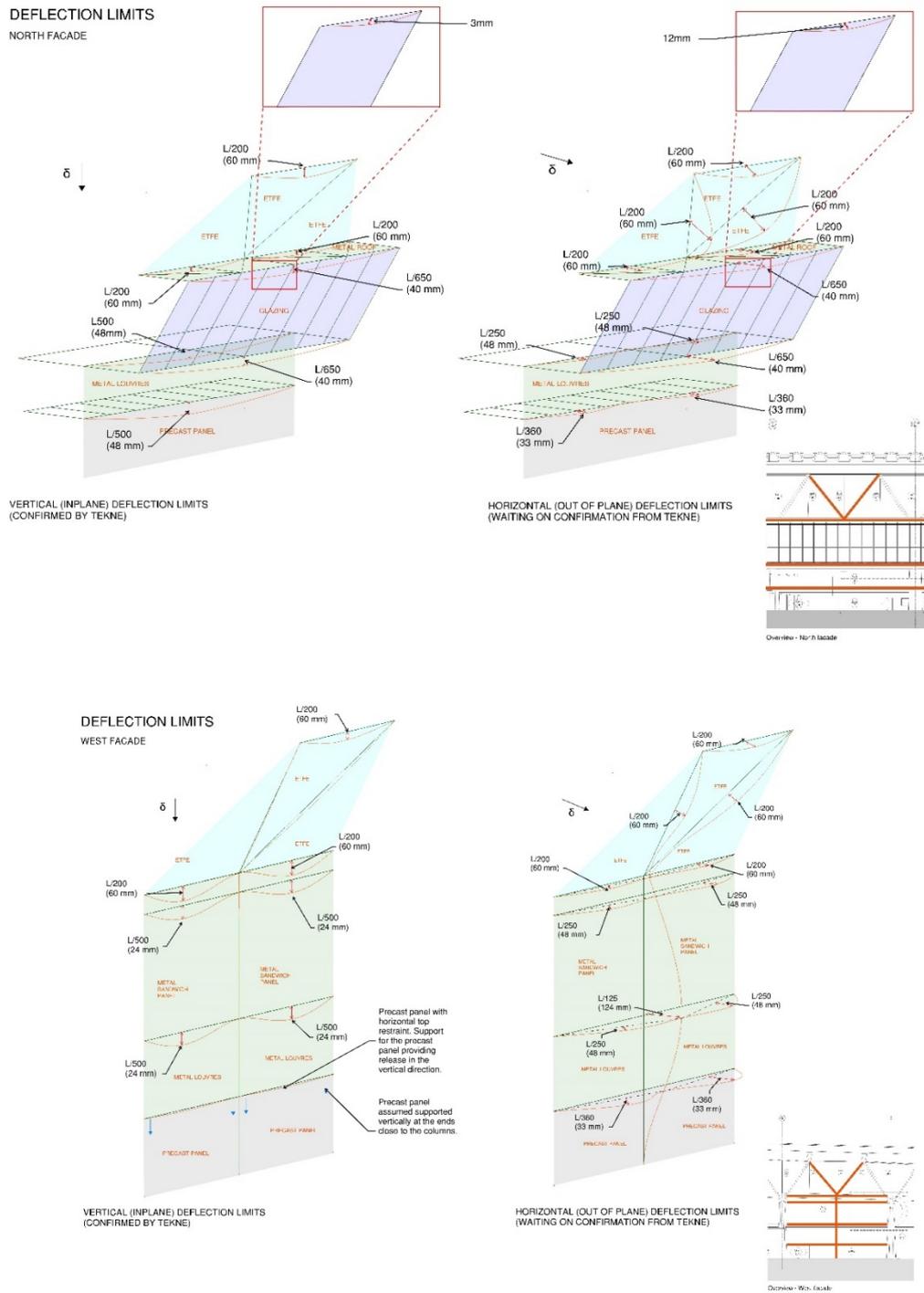


Figura 9: Limiti di deflessione per la struttura secondaria in acciaio della facciata

I limiti di inflessione per la struttura secondaria che supporta le tipiche baie della facciata sono stati confermati dall'ingegnere della facciata.

7.5 GIUNTI DI MOVIMENTO

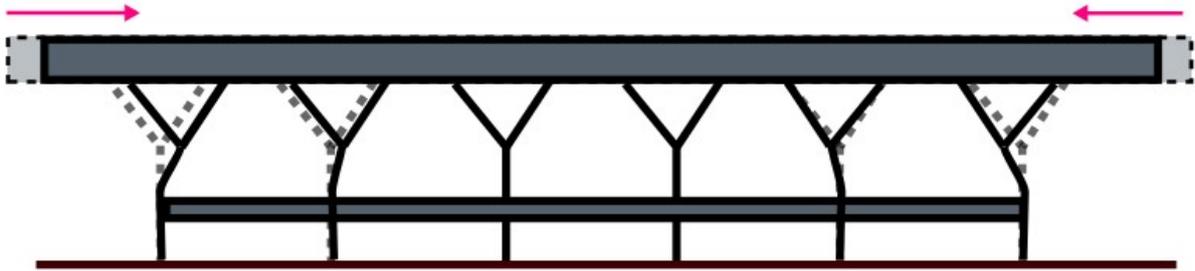


Figura 10: Diagramma che mostra gli effetti del ritiro del calcestruzzo sul tetto.

Al fine di controllare i movimenti entro limiti gestibili dalla struttura senza sviluppare tensioni e crepe eccessive, e che possono essere accolti dai rivestimenti e dai dettagli del rivestimento, si propone di suddividere la struttura in parti più piccole tramite l'introduzione dei giunti di movimento (primo piano e soppalco a sinistra, struttura del tetto a destra):

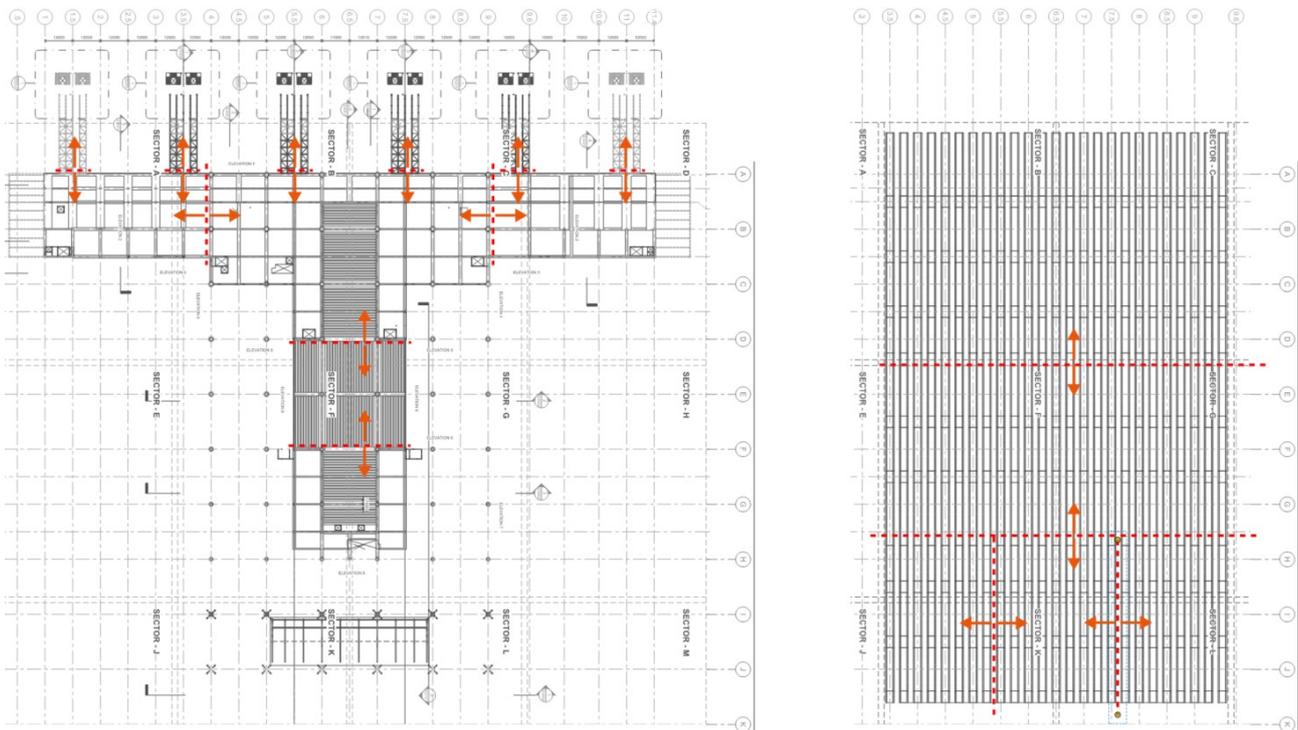


Figura 11: Piante che mostrano le posizioni dei giunti di movimento.

7.6 VIBRAZIONI

In conformità con le pratiche standard attuali del settore e facendo riferimento alla Guida alla Progettazione per le Vibrazioni Indotte dal Passaggio di Persone nelle Strutture (del Concrete Centre) e alla Guida alla Progettazione P354 (del Steel Construction Institute), sono proposti i seguenti limiti per il Fattore di Risposta al fine di garantire una 'bassa probabilità' di commenti negativi da parte degli utenti e prevenire danni alla struttura.

Il Fattore di Risposta è il rapporto tra l'ampiezza effettiva delle vibrazioni e quella del livello minimo tipicamente percepibile da un essere umano.

Area	Frequenza Target	Fattore di Risposta Target	Smorzamento, %	Distanza Percorsa a Piedi	Carico Imposto
Mezzanino	> 4,5 Hz	TBC	TBC	TBC	10%
Primo Piano	N/A	8	TBC	TBC	10%
Scale con accesso pubblico	> 12,0 Hz *	32	TBC	TBC	Zero
Scale di servizio	> 8,0 Hz	64	TBC	TBC	Zero
Ponti di imbarco	> 4,5 Hz	32	TBC	TBC	10%

*Secondo SCI P354, la frequenza di cut-off per le scale a bassa frequenza ad alta frequenza è di 12 Hz. Questo costituisce una base per la frequenza target delle scale con accesso pubblico. Le seguenti aree sono state identificate come a rischio di aumentare i livelli di vibrazioni indotte dall'uomo:

- Tutti i corridoi principali e le scale.
- Punti di mezzera dei solai, specialmente nelle aree in cui sono supportate su travi secondarie.
- Solai supportati su elementi in acciaio a lunga campata.

50

7.7 FESSURAZIONI

A meno che non sia richiesto per motivi di impermeabilizzazione, la progettazione degli elementi in calcestruzzo armato deve essere limitata a larghezze di fessurazione di 0,3 mm, a causa delle deflessioni, degli effetti termici e degli effetti a lungo termine come il ritiro per essiccazione e il creep.

7.8 ROBUSTEZZA

La robustezza della struttura è stata valutata in conformità ai requisiti dell'EC1 e con referenza alla Parte B delle Building Regulations Britanniche. Il nuovo terminal rientra nella Categoria Classe 3 in conformità al to Building Regulations Approved Document A (Tutti gli edifici ai quali il pubblico è ammesso in numero significativo). Per gli edifici di Classe di Conseguenza 3, dovrebbe essere effettuata una valutazione sistematica del rischio, tenendo conto di pericoli prevedibili e imprevedibili. Un risultato di questo sarà un insieme di strategie di mitigazione e un insieme di strategie di progettazione.

Per la progettazione di un edificio robusto in situazioni accidentali ci sono due approcci chiave:

- Strategie basate su azioni identificate, ad esempio impatti

- Strategie basate sul limitare l'estensione del crollo, evitando che sia sproporzionato

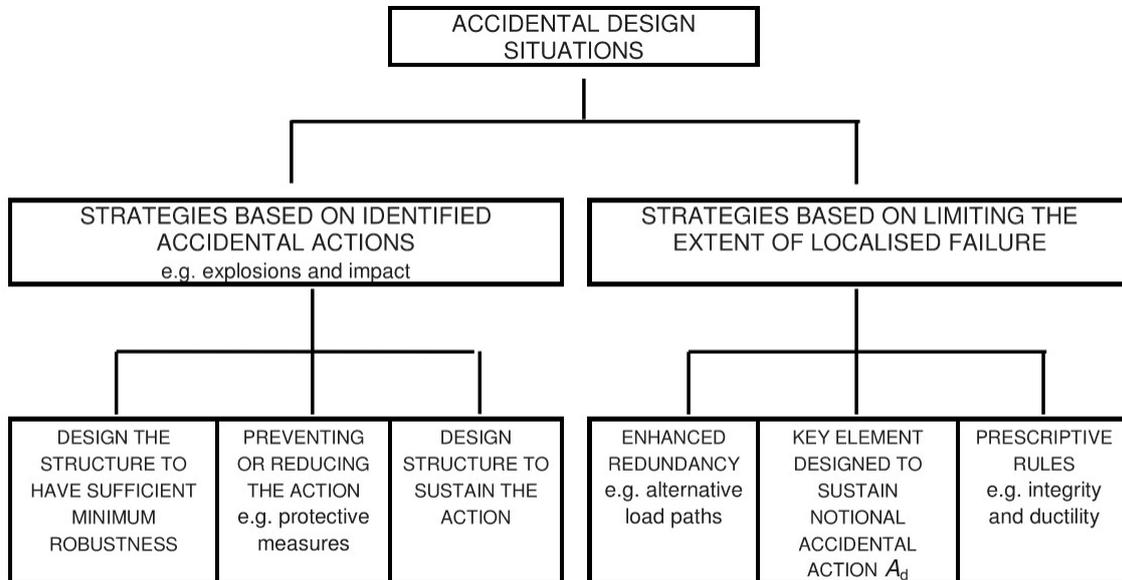


Figure 3.1 - Strategies for Accidental Design Situations

7.9 IMPATTO TRAFFICO

51

Sotto la copertura principale dell'edificio sono inclusi percorsi stradali per la raccolta e la consegna nonché un parcheggio. In queste aree dovrebbero essere adottate strategie di mitigazione, compreso l'uso di barriere e la fornitura di uno spazio sufficiente tra il traffico e la struttura. Tuttavia, la struttura attorno a queste aree dovrà essere progettata per carichi di impatto del traffico in caso di incidente come descritto nel paragrafo 5.11.

7.10 CROLLO SPROPORZIONATO

Per gli edifici di classe di conseguenza 2B e categorie di rischio più elevate (secondo la Parte B delle Building Regulations Britanniche), sono da fornire collegamenti orizzontali per telai e pareti e collegamenti verticali per colonne e pareti, o alternativamente, andrà verificato che, con la rimozione virtuale di ogni colonna di supporto e ogni trave che supporta una o più colonne o qualsiasi lunghezza nominale di parete (una alla volta in ogni piano dell'edificio), l'edificio rimanga stabile e che l'area del solaio in ogni piano a rischio di crollo non superi il 15% di quel piano o 100m², a seconda di quale sia più piccolo, e non si estenda oltre i piani immediatamente adiacenti. Se la rimozione virtuale di tali elementi comporterebbe danni superiori al limite sopra indicato, tali elementi vengono progettati come 'elementi chiave' per resistere a un carico statico esplosivo equivalente di 34kN/m².

Una valutazione dettagliata di tutte le condizioni sarà effettuata nella prossima fase.

7.11 PROTEZIONE DA FULMINI

Da confermare nella prossima fase.

7.12 IMPERMEABILIZZAZIONE

Da confermare nella prossima fase.

7.13 IMPERMEABILIZZAZIONE DEL SEMINTERRATO

Da confermare nella prossima fase.

7.14 TOLLERANZE DI COSTRUZIONE

Le tolleranze di costruzione saranno tipicamente determinate in conformità agli standard di seguito:

- BS EN 1990, Parte 2, Requisiti tecnici per l'esecuzione delle strutture in acciaio
- BS EN 13670 Esecuzione delle strutture in calcestruzzo

L'equivalente italiano sarà confermato nella prossima fase.

8. MATERIALI

I seguenti materiali e gradi di resistenza sono stati utilizzati nello sviluppo del progetto.

8.1 CALCESTRUZZO RINFORZATO

I seguenti gradi di calcestruzzo sono stati utilizzati nello sviluppo del progetto.

Membro	Grado
Pali di fondazione	C40/50
Plinti e Travi di Fondazione	C50/60
Solaio – Sotterraneo	C40/50
Solaio – Piano Terra	C40/50
Mega Colonne	C60/75
Altre Colonne	C40/50
Pareti - Sotterraneo	C40/50
Travi in calcestruzzo in-situ	C40/50
Travi Prefabbricate (interne)	C60/75
Solaio Prefabbricati	C60/75

Le seguenti proprietà dei materiali sono state considerate per gli elementi tipici in calcestruzzo

Modulo Elastico:

Breve termine = 35000.00 kN/mm²

Lungo Termine = 17500.00 kN/mm²

53

8.2 ARMATURA PASSIVA

Tutta l'armatura deve essere di classe B450C.

8.3 TIRANTI DI PRECOMPRESSIONE

I requisiti per i tiranti di precompressione stabiliti di seguito si basano sulla norma EN 10138-3.

- Classe: 1.770 MPa
- Diametro nominale: 15,7 mm
- Carico di rottura garantito: 265 kN

8.4 ACCIAIO

Tutto l'acciaio sarà di classe S355 in conformità con BS EN 10025 e BS EN 10210.

La classe d'acciaio è stata determinata in conformità con EC3, Parte 10 (Tenacità del materiale e proprietà attraverso lo spessore), come riassunto nella tabella seguente.

Ambiente	Dettaglio	Livello di Stress a Trazione	Grado	Max. Spessore (mm)
Interna	Saldato – moderato	≤ 0.15	J0	67
Esterna	Saldato – severo	≥ 0.5	J2	37

Gli effetti dello strappamento lamellare e la selezione dei materiali per le proprietà attraverso lo spessore sono stati presi in considerazione in conformità con EC3, Parte 10, Sezione 3.

8.5 PROTEZIONE ALLA CORROSIONE

In conformità con la norma BS EN ISO 12944 sono state considerate le seguenti categorie di corrosività ambientale.

Interno C2 (interno, non visibile o visibile, in ambiente scaldato o non riscaldato)

Esterno C3

Tutti i sistemi di verniciatura devono avere una vita utile minima di 25 anni.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 FATTORI DI COMBINAZIONE PER CARICHI VARIABILI

I carichi variabili sono considerati come azioni variabili, distinguendo tra la loro diversa natura e i periodi di riferimento durante i quali si prevede che agiscano. Questi saranno assegnati con opportuni fattori di combinazione, in conformità con le raccomandazioni nella Tabella 2.5.I Sezione 2.5.2 del NTC 2018 per situazioni persistenti, frequenti e quasi permanenti.

Categoria / Azione Variabile	ψ_{1i}	ψ_{2i}	ψ_{3i}
Categoria A: aree domestiche, residenziali	0.7	0.5	0.3
Categoria B: aree per uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C: aree di congregazione	0.7	0.7	0.6
Categoria D: aree commerciali	0.7	0.7	0.6
Categoria E: aree di stoccaggio	1.0	0.9	0.8
Categoria F: aree di transito, peso del veicolo < 30kN	0.7	0.7	0.6
Categoria G: aree di transito, peso del veicolo > 30kN	0.7	0.5	0.3
Categoria H: tetti accessibili solo per manutenzione	0.0	0.0	0.0
Categoria I: tetti accessibili	Da valutare caso per caso		
Categoria K: tetti per scopi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (altitudine < 1000m)	0.5	0.2	0.0
Neve (altitudine > 1000m)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

9.2 STATO LIMITE ULTIMO

Le combinazioni devono essere generate automaticamente nel software Autodesk Robot Structural Analysis.

Queste verranno generate come combinazioni ULS Set A1, secondo l'Eq 2.5.1 nella Sezione 2.5.3 del NTC 2018 - includendo carichi termici e ritiro. Eurocodice raccomanda 1,00 per il ritiro da essiccazione - secondo 2.4.2.1 in EN 1992-1-1.

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

9.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni caratteristiche SLS (con fattore 1.0 per azioni variabili predominanti e $\psi_{0,i}$ per azioni variabili di accompagnamento) secondo la sezione 2.5.3 del NTC 2018. Le combinazioni devono includere carichi termici e ritiro. Per il progetto in calcestruzzo dove è necessario considerare gli effetti a lungo termine, devono essere utilizzate combinazioni quasi-permanenti.

Combinazioni caratteristiche: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]

Combinazioni frequenti: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{12}Q_{k2} + \psi_{13}Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]

Combinazioni quasi-permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ACCIDENTALE / SISMICO

Le combinazioni sismiche e accidentali devono essere impostate in conformità con la Sezione 2.5.3 e la Sezione 7.3.5 del NTC 2018.

Le combinazioni includono azioni sismiche insieme a un'azione variabile di accompagnamento, con fattore di combinazione quasi-permanente. Ciò significa che i carichi termici dovuti agli effetti termici non verranno inclusi, poiché il loro fattore di carico quasi-permanente è pari a zero.

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$ [2.5.5]

Dove: $E = 1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ [7.3.10]

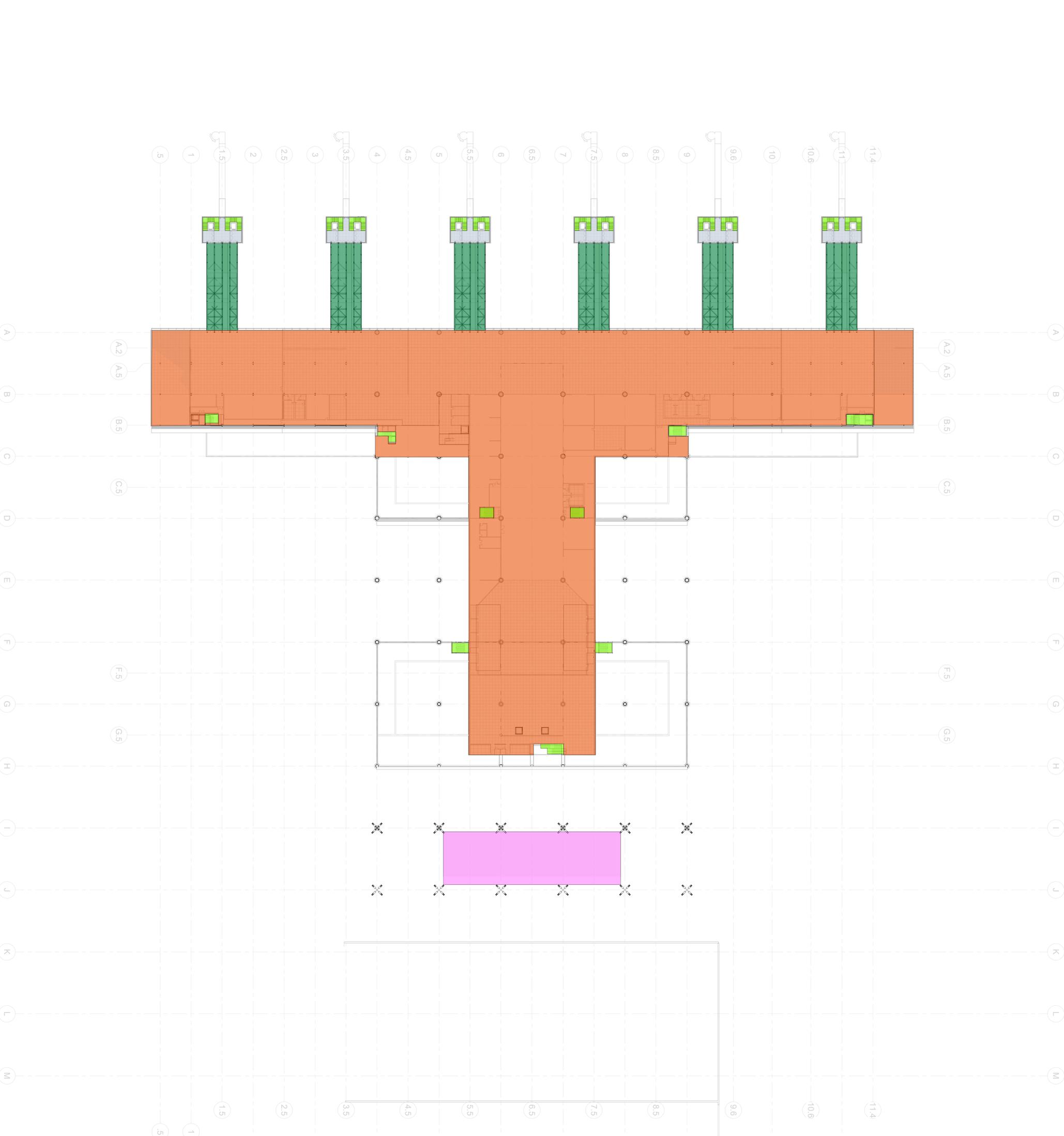
Combinazione accidentale: $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$ [2.5.5]

9.5 COMBINAZIONI GEOTECNICHE

Il progettazione geotecnica sarà realizzato in conformità con §6 e §7 del NTC18. In particolare:

- Definizione delle azioni secondo §6.2.4.1.1
- Definizione della resistenza secondo §6.2.4.1.2
- Le fondazioni superficiali saranno progettate secondo §6.4.2
- Le fondazioni su pali saranno progettate secondo §6.4.3
- I muri di sostegno saranno progettati secondo §6.5
- I requisiti delle fondazioni saranno conformi a §7.2.5

APPENDIX A -LOADING PLANS



LEGENDA	
	1ST FLOOR CORRIDORS / PUBLIC SPACE / OFFICES SELF WEIGHT, G1 = 6.7 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.2 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 5.0 KN/M ²
	AIR BRIDGE FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 3.0 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.6 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 5.0 KN/M ²
	AIR TOWER FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.3 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 5.0 KN/M ²
	LATERAL BUILDINGS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.3 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.9 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 0.6 KN/M ²
	AIR BRIDGE ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.2 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.7 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 0.6 KN/M ²
	AIR TOWERS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.3 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 0.6 KN/M ²
	TYPICAL GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 8.5 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 10.3 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 0.6 KN/M ²
	REDUCED GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.3 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 6.3 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 0.6 KN/M ²
	MEZZANINE CORRIDORS SELF WEIGHT, G1 = 4.9 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 5.0 KN/M ²
	MEZZANINE PLANT/EQUIPMENT SELF WEIGHT, G1 = 5.3 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 7.5 KN/M ²
	WINERY FIRST FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.1 KN/M ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 KN/M ² LIVE LOAD, Q = 7.5 KN/M ²
	STAIRS LIVE LOAD, Q = 5.0 KN/M ²

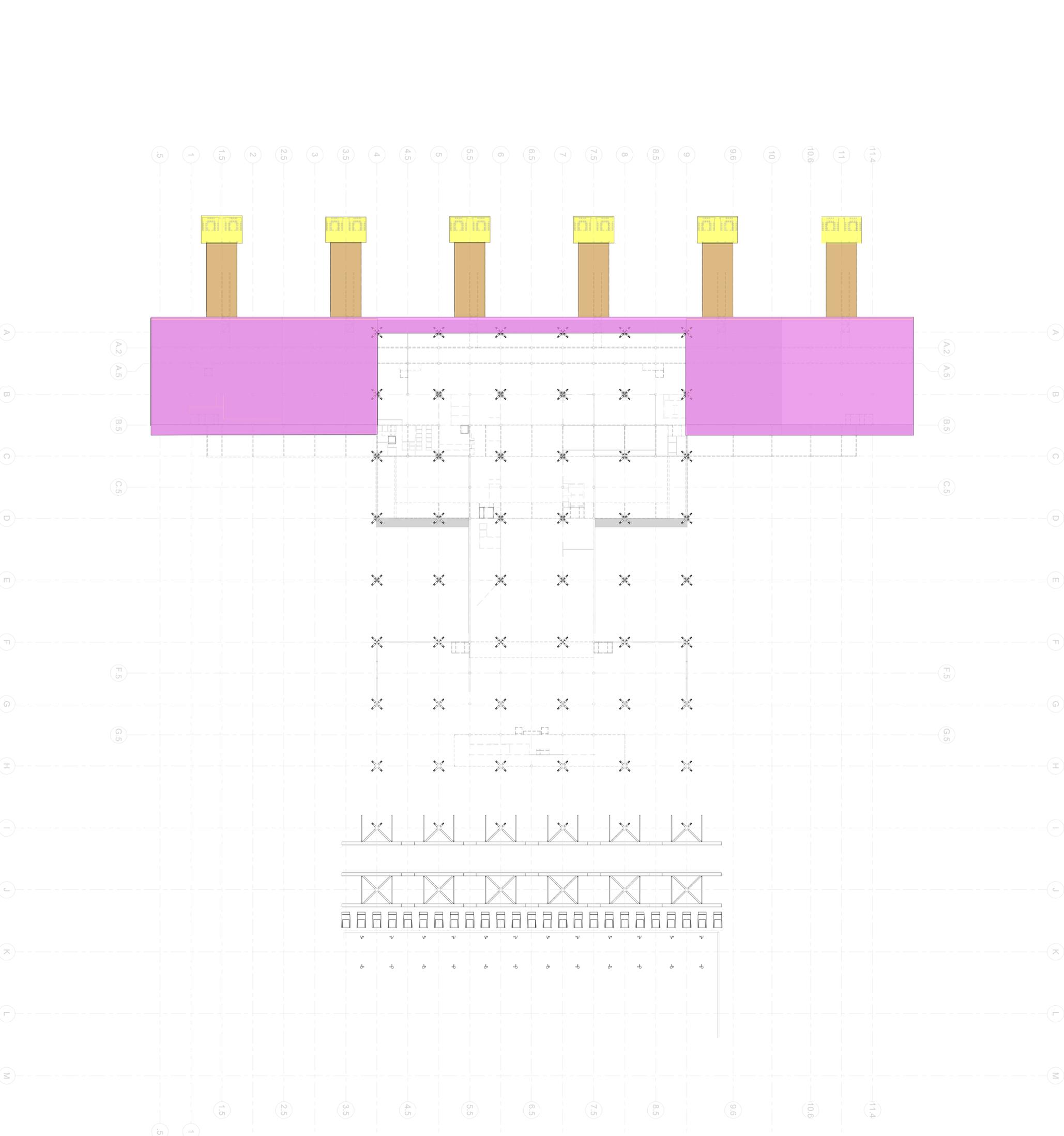
SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE "AMERIGO VESPUCCI"		Data Emisione: _____ Revisione: _____
Opera: _____ Foglio: _____	Codice File: _____ Drawing No: _____	VERIFICATO: _____ APPROVATO: _____

REVISIONI	
REV	DATA

NOTE

LEGENDA



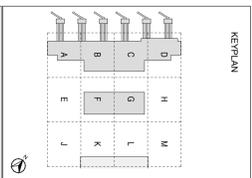
LEGENDA	
	MEZZANINE CORRIDORS SELF WEIGHT, G1 = 4.9 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	MEZZANINE PLANT/EQUIPMENT SELF WEIGHT, G1 = 5.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 7.5 kN/m ²
	WINERY FIRST FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.1 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 7.5 kN/m ²
	STAIRS LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	1ST FLOOR CORRIDORS / PUBLIC SPACE / OFFICES SELF WEIGHT, G1 = 6.7 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.2 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	AIR BRIDGE FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 3.0 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.6 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	AIR TOWER FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	LATERAL BUILDINGS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.9 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	AIR BRIDGE ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.2 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.7 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	AIR TOWERS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	TYPICAL GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 8.5 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 10.3 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	REDUCED GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.9 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 6.3 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²

SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE "AMERIGO VESPUCCI"		Data Emisione: _____ Revisione: _____
Opera: _____ Foglio: _____	Codice File: _____ Disegno No: _____	VERIFICATO: _____ APPROVATO: _____
TITOLO DOCUMENTO: FLOOR PLAN - ROOF LEVEL 1 - LOADING PLAN		REVISIONI: DESCRIZIONE: _____ DATA: _____ REV: _____
BASE DI PROGETTO: 		NOTE: _____ _____

LEGENDA

MEZPLAN



LEGENDA

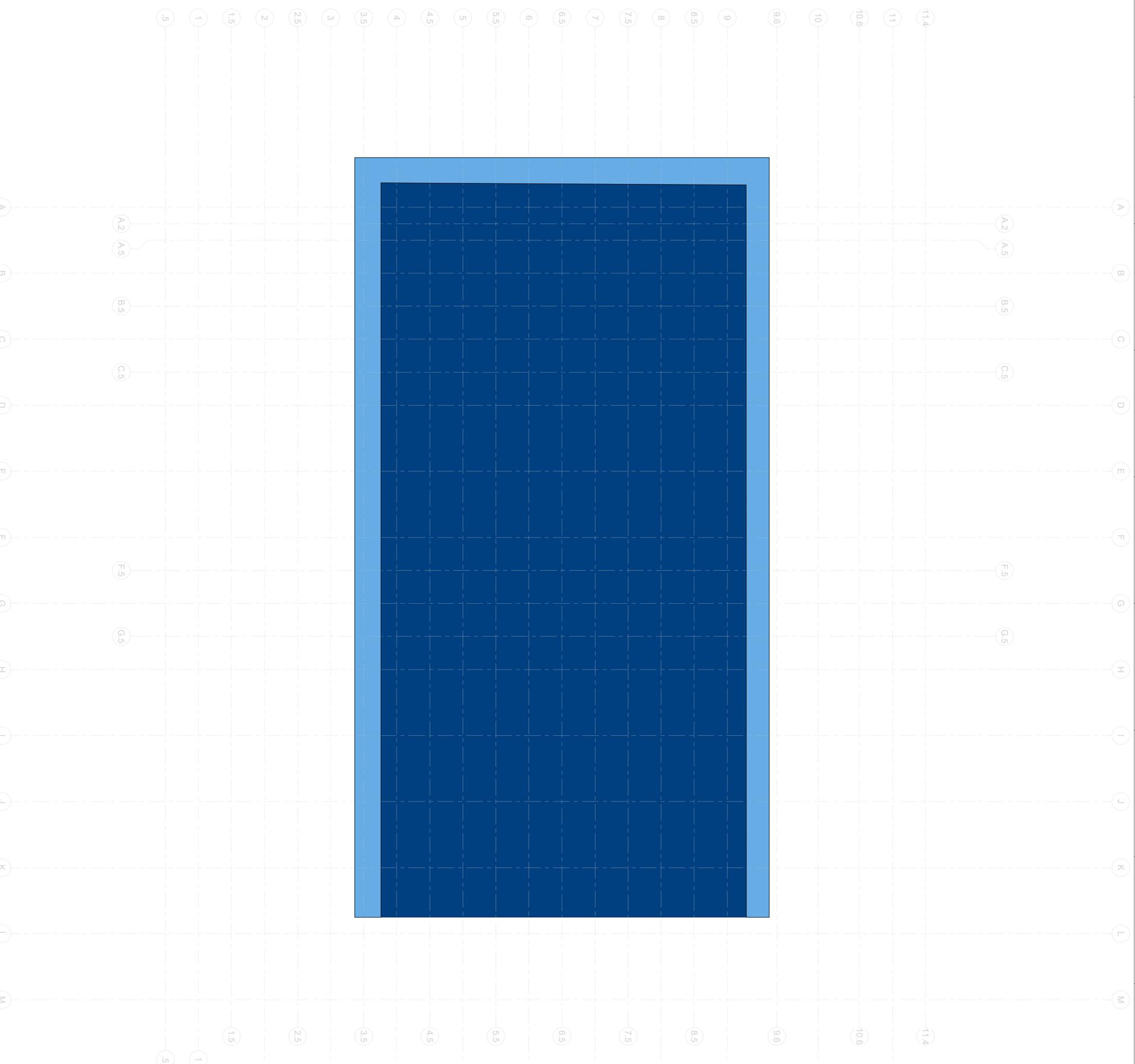
REVISIONI	DESCRIZIONE
REV	DATA

NOTE

REVISIONI	DESCRIZIONE
REV	DATA

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE "AMERIGO VESPUCCI"		Data Emisione	Revisione	MESSATO
Opera	Scale	Fase	Scale	VERIFICATO
TITOLO DOCUMENTO	Colore File	Disegno No.		APPROVATO
FLOOR PLAN - ROOF LEVEL 2 - LOADING PLAN				
BASE DI PROGETTO				

SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE



LEGENDA

	MEZZANINE CORRIDORS SELF WEIGHT, G1 = 4.9 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	MEZZANINE PLANT/EQUIPMENT SELF WEIGHT, G1 = 5.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 7.5 kN/m ²
	WINERY FIRST FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.1 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 7.5 kN/m ²
	STAIRS LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	1ST FLOOR CORRIDORS / PUBLIC SPACE / OFFICES SELF WEIGHT, G1 = 6.7 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.2 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	AIR BRIDGE FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 3.0 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.6 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	AIR TOWER FLOOR SELF WEIGHT, G1 = 6.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 3.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 5.0 kN/m ²
	LATERAL BUILDINGS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.9 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	AIR BRIDGE ROOF SELF WEIGHT, G1 = 0.2 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 1.7 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	AIR TOWERS ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.3 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 2.0 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	TYPICAL GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 8.5 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 10.3 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²
	REDUCED GREEN ROOF SELF WEIGHT, G1 = 6.9 kN/m ² SUPERIMPOSED DEAD, G2 = 6.3 kN/m ² LIVE LOAD, Q = 0.6 kN/m ²