

AGGIORNAMENTO STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



STADIO DI MILANO

VALORIZZAZIONE
AMBITO SAN SIRO

RELAZIONE TECNICA

VOL. 6 STRUTTURE DEL COMPARTO STADIO,
RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE DELLO STADIO MEAZZA
E STRUTTURE DEL COMPARTO PLURIVALENTE

30 OTTOBRE 2020

PROMOTORI



A.C. MILAN SPA

Via Aldo Rossi 8, 20149 MILANO



F. C. INTERNAZIONALE MILANO SPA

Viale della Liberazione 16/18, 20124 MILANO

STUDIO DI FATTIBILITÀ:



PROJECT MANAGEMENT E P.E.F.:



ADVISOR LEGALE:

Studio Ammlex Amministrativisti Associati
Avv. Marta Spaini

TEAM

PROGETTAZIONE



ARCHITETTO UMBERTO BLOISE



landscape architect patrizia pozzi



STUDIO DI FATTIBILITÀ

STRUTTURE - GEOTECNICA - INGEGNERIZZAZIONE DEL CONCEPT DESIGN - COORDINAMENTO PROGETTUALE

CEAS SRL

Viale Giustiniano 10, 20129 Milano | 02 2020221 | ceas@ceas.it | www.ceas.it

URBANISTICA

Arch. Umberto Bloise

Via Pastrengo 21, 20129 Milano | 02 29531929 | bloise.umberto@gmail.com

LANDSCAPE

Arch. Patrizia Pozzi

Via Paolo Frisi 3, 20129 Milano | 02 76003912 | landscape@patriziapozzi.it | www.patriziapozzi.it

IDROGEOLOGIA - GEOLOGIA - IDRAULICA

Studio Idrogeotecnico SRL

Bastioni di Porta Volta 7, 20121 Milano | 02 6597857 | std@fastwebnet.it | www.studioidrogeotecnico.com

CARATTERIZZAZIONE DEI SUOLI - GESTIONE DEI POTENZIALI RIFIUTI - INQUINAMENTO ATMOSFERICO

Tecno Habitat SpA

Via Battaglia 22, 20127 Milano | 02 26148322 | thmi@tecnohabitat.com | www.tecnohabitat.com

PROGETTAZIONE VIABILISTICA

Systematica SRL

Via Lovanio 8, 20121 Milano | 02 6231191 | milano@systematica.net | www.systematica.net

ACUSTICA

Concrete Acoustics

Via Monguelfo 6, 21100 Varese | 0332 1693011 | info@concreteacoustics.com | www.concreteacoustics.com

SICUREZZA E PREVENZIONE INCENDI

GAe Engineering SRL

Corso Marconi 20, 10125 Torino | 01 10566426 | info@gae-engineering.com | www.gae-engineering.com

ENERGY MASTERPLAN - IMPIANTISTICA STADIO - PROTOCOLLO LEED

Tractebel Engineering SpA

Via Chiese 72, 20126 Milano | 02 36505780 | www.tractebel-engie.com

VALUTAZIONE PRELIMINARE RISCHIO ARCHEOLOGICO

Società Lombarda di Archeologia SRL

Via Cesare Ajraghi 40, 20156 Milano | 02 38211641 | slasrl@studiosla.it

STUDIO DI TRAFFICO

RIGHETTI & MONTE

Via M.Melloni 32, 20129 Milano | 02 29407929 | info@righettimonteassociati.net | www.righettimonteassociati.net



ANALISI DEI COSTI & VALUE ENGINEERING

GAD SRL

Via M.Quadrio 12, 20154 Milano | 02 29005672 | info@gadstudio.eu | www.gadstudio.eu

MODALITA' DI LETTURA

AGGIORNAMENTO SFTE

TESTI MODIFICATI RISPETTO AL PFTE IN ATT. PG 0308068/2019

Esempio

" Si pensi alla superficie dell'area annessa all'impianto, la così detta area di sicurezza, che è inferiore al 0,5 mq/persona e la cui non uniforme distribuzione non può in alcun modo essere modificata per i vincoli fisici presenti sul lotto..."

"Permangono altresì circostanze che non risultano in alcun modo sanabili, si pensi alla superficie dell'area annessa all'impianto, la cosiddetta area di sicurezza, che attualmente è inferiore al 0,5 mq/persona (minimo previsto dalla norma) e la cui non uniforme distribuzione non può essere modificata per i vincoli fisici presenti sul lotto..."

IMMAGINI MODIFICATE RISPETTO AL SFTE IN ATT. PG 0308068/2019

Esempio



INDICE

RELAZIONE TECNICA

VOLUME 1	Stato di fatto dell'Ambito	
VOLUME 2	Stato di fatto Stadio Meazza	
VOLUME 3	Masterplan di progetto, Urbanistica e Paesaggio	
VOLUME 4	Geologia, Idrogeologia, Geotecnica, Invarianza Idraulica, Geotermia	
VOLUME 5	Masterplan Energetico	
VOLUME 6	Strutture del Comparto Stadio, Riqualificazione Strutturale dello Stadio Meazza e Strutture del Comparto Plurivalente	
6.1	Quadro progettuale.....	7
6.1.1	Introduzione	8
6.1.2	Normative di riferimento.....	8
6.1.3	Vita nominale di progetto, classe d'uso e periodo di riferimento	9
6.1.4	Inquadramento sismico	10
6.1.5	Azioni sulle costruzioni	10
6.1.6	Materiali da costruzione e durabilità	12
6.1.7	Criteri di progettazione.....	13
6.2	Struttura Comparto Stadio: Stadio.....	15
6.2.1	Introduzione	16
6.2.2	Materiali da costruzione.....	16
6.2.3	Azioni di progetto	16
6.2.4	Inquadramento sismico	16
6.2.5	Tipologia strutturale	17
6.2.6	Predimensionamento.....	18
6.3	Struttura Comparto Stadio: Nuovo sottopasso via Patroclo.....	19
6.3.1	Introduzione	20
6.3.2	Materiali da costruzione.....	20
6.3.3	Azioni di progetto	20
6.3.4	Inquadramento sismico.....	20
6.3.5	Tipologia strutturale e pre-dimensionamento	20
6.4	La riqualificazione strutturale dello stadio Meazza	21
6.4.1	Premessa	22
6.4.2	Soft strip-out.....	22
6.4.3	Demolizioni.....	22
6.4.4	Contenimento degli impatti.....	22
6.4.5	Demolizione primo anello.....	23
6.4.6	Demolizione secondo anello.....	24
6.4.7	Demolizione terzo anello	25
6.4.8	Demolizione torri secondarie a supporto travi a cassone	26
6.4.9	Demolizione copertura metallica.....	26
6.4.10	Demolizione fondazioni.....	26
6.4.11	Impatto viabilistico indotto dai trasporti.....	27
6.5	Struttura Comparto Plurivalente: Uffici Est.....	28
6.5.1	Introduzione	29
6.5.2	Materiali da costruzione.....	29
6.5.3	Azioni di progetto	29
6.5.4	Inquadramento sismico	29
6.5.5	Tipologia strutturale	30
6.5.6	Predimensionamento.....	30
6.6	Struttura Comparto Plurivalente: Complesso Alberghiero e Centro Congressi.....	31

6.6.1 Introduzione	32
6.6.2 Materiali da costruzione.....	32
6.6.3 Azioni di progetto	32
6.6.4 Inquadramento sismico.....	32
6.6.5 Tipologia strutturale	33
6.6.6 Predimensionamento.....	33
6.7 Struttura Comparto Plurivalente: Uffici Ovest.....	34
6.7.1 Introduzione.....	35
6.7.2 Materiali da costruzione	35
6.7.3 Azioni di progetto.....	35
6.7.4 Inquadramento sismico.....	35
6.7.5 Tipologia strutturale.....	36
6.7.6 Predimensionamento.....	36
6.8 Struttura Comparto Plurivalente: Commerciale Nord.....	37
6.8.1 Introduzione	38
6.8.2 Materiali da costruzione.....	38
6.8.3 Azioni di progetto	38
6.8.4 Inquadramento sismico	38
6.8.5 Tipologia strutturale	39
6.8.6 Predimensionamento	39
6.9 Struttura Comparto Plurivalente: Commerciale Sud.....	40
6.9.1 Introduzione	41
6.9.2 Materiali da costruzione.....	41
6.9.3 Azioni di progetto	41
6.9.4 Inquadramento sismico	41
6.9.5 Tipologia strutturale	42
6.9.6 Predimensionamento.....	42

VOLUME 7 Sicurezza, Analisi viabilistica, Cantierizzazione,
Compatibilità Ambientale ed Acustica

APPENDICE 1 Studio di Traffico

APPENDICE 2 Dettaglio Stima Sommaria di Spesa

APPENDICE 3 Matrice di Rischio

Si precisa che qualsiasi indicazione o riferimento architettonico è da considerarsi puramente illustrativo. Il progetto architettonico sarà sviluppato in una fase successiva.

Si precisa che l'individuazione del mix funzionale è indicativa e sarà individuata nella successiva fase progettuale.



6.1

QUADRO PROGETTUALE



6.1.1 INTRODUZIONE

Il presente documento descrive le valutazioni preliminari necessarie per lo studio di fattibilità tecnico-economica delle strutture da realizzarsi per lo sviluppo del progetto STADIO MILANO – VALORIZZAZIONE AMBITO SAN SIRO per conto delle società A.C. Milan S.p.A. e F.C. Internazionale S.p.A.

Lo sviluppo immobiliare si colloca a Milano all'interno del sito attualmente occupato dallo Stadio Giuseppe Meazza e l'area limitrofa oltre il sottopasso di via Patroclò.

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti gli edifici da realizzarsi, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Tutte le assunzioni di seguito riportate dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

6.1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione strutturale dell'intero intervento avverrà secondo le normative vigenti sul territorio nazionale.

Qualora un particolare ambito della progettazione non sia oggetto della norma italiana o si ritenga che esso sia meglio affrontato da altre normative di valenza internazionale, queste potranno essere utilizzate nel rispetto dei requisiti minimi di sicurezza imposti dalla norma italiana.

La normativa di riferimento in ambito della progettazione strutturale è l'Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018.

a. NORMATIVE NAZIONALI

- Legge 5-11-1971 n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica.
- Legge 2-2-1974 n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)” pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 245 del 20 ottobre 2001 - Supplemento Ordinario n. 239 (Rettifica G.U. n. 47 del 25 febbraio 2002).
- Legge 21-06-2017 n. 96, “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 24 aprile 2017, n. 50, recante disposizioni urgenti in materia finanziaria, iniziative a favore degli enti territoriali, ulteriori interventi per le zone colpite da eventi sismici e misure per lo sviluppo.
- D.M. 17-01-2018. Norme tecniche per le costruzioni. (G.U. n. 42 del 20-02-2018).
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n.7 del 21-01-2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 206:2016: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104:2016: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- UNI EN 10025-2:2005: Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali.
- UNI EN 10025-4:2005: Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 4: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine ottenuti mediante laminazione termo meccanica.
- Ordinanza del PCM n. 3519 del 28 Aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone e dati di riferimento elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia in riferimento all'allegato 1b.
- Regione Lombardia - Legge Regionale 12-10-2015, n. 33. Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.
- Regione Lombardia - D.G.R. 30-03-2016 - n. X/5001. Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015).

b. NORMATIVE EUROPEE ED INTERNAZIONALI

- UNI EN 1990:2006 Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-1-2:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni sulle strutture esposte al fuoco.
- UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni termiche.
- UNI EN 1991-1-7: 2014 Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni eccezionali.
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

c. NORMATIVE IN MATERIA DI RESISTENZA AL FUOCO

- Decreto Ministero dell'Interno 16 Febbraio 2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- Decreto Ministero dell'Interno 9 Marzo 2007 – Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco.
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-2:2005 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1994-1-2: 2014 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.

d. ULTERIORI LINEE GUIDA

- CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- ISO 10137:2007 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations;
- Linee guida per il calcestruzzo strutturale, Consiglio Superiore LL.PP., Servizio Tecnico Centrale;
- CNR-DT 214/2018 Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni;
- Review of international research on structural robustness and

disproportionate collapse, Department for Communities and Local Government, UK, 2011;

6.1.3 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

a. VITA NOMINALE

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I delle NTC'18 e di seguito riportata.

TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1 Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2 Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3 Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 01: Valori minimi della vita nominale di progetto per i diversi tipi di costruzioni

V_N è dunque correlato alla durata dell'opera alla quale viene fatto riferimento in sede progettuale per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, (ad esempio: fatica, durabilità, ecc.), rispettivamente attraverso la scelta ed il dimensionamento dei particolari costruttivi, dei materiali e delle eventuali applicazioni di misure protettive per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti.

Alla luce dell'importanza dell'intervento e della concessione del diritto di superficie, si considera $V_N=100$ anni.

b. CLASSE D'USO

Le costruzioni sono poi suddivise in classi d'uso in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. La normativa presenta la seguente classificazione:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In funzione della classe d'uso, viene definito un coefficiente d'uso C_U , in accordo alla Tab. 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 02: Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_U

Lo stadio e l'area commerciale risultano in classe III in quanto soggette a grande affollamento. Condizioni analoghe si presentano anche per le loro pertinenze e per tutte le strutture su cui possono insistere affollamenti simili a causa del deflusso degli utenti. Per gli altri edifici facenti parte l'intervento si prevedono normali affollamenti di persone, ricadendo dunque classe d'uso II.

c. CONSEGUENZE V_N E C_U NELLA PROGETTAZIONE

Di seguito si riportano le principali conseguenze che ha una diversa valutazione della vita nominale e della classe d'uso sulla struttura di un manufatto.

Durabilità

La Vita nominale ha impatto sui copriferri minimi di progetto necessari per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti.

In particolare, per costruzioni con vita nominale di 100 anni i copriferri minimi presenti nelle NTC'18 vanno incrementati di 10mm.

Azioni sismiche

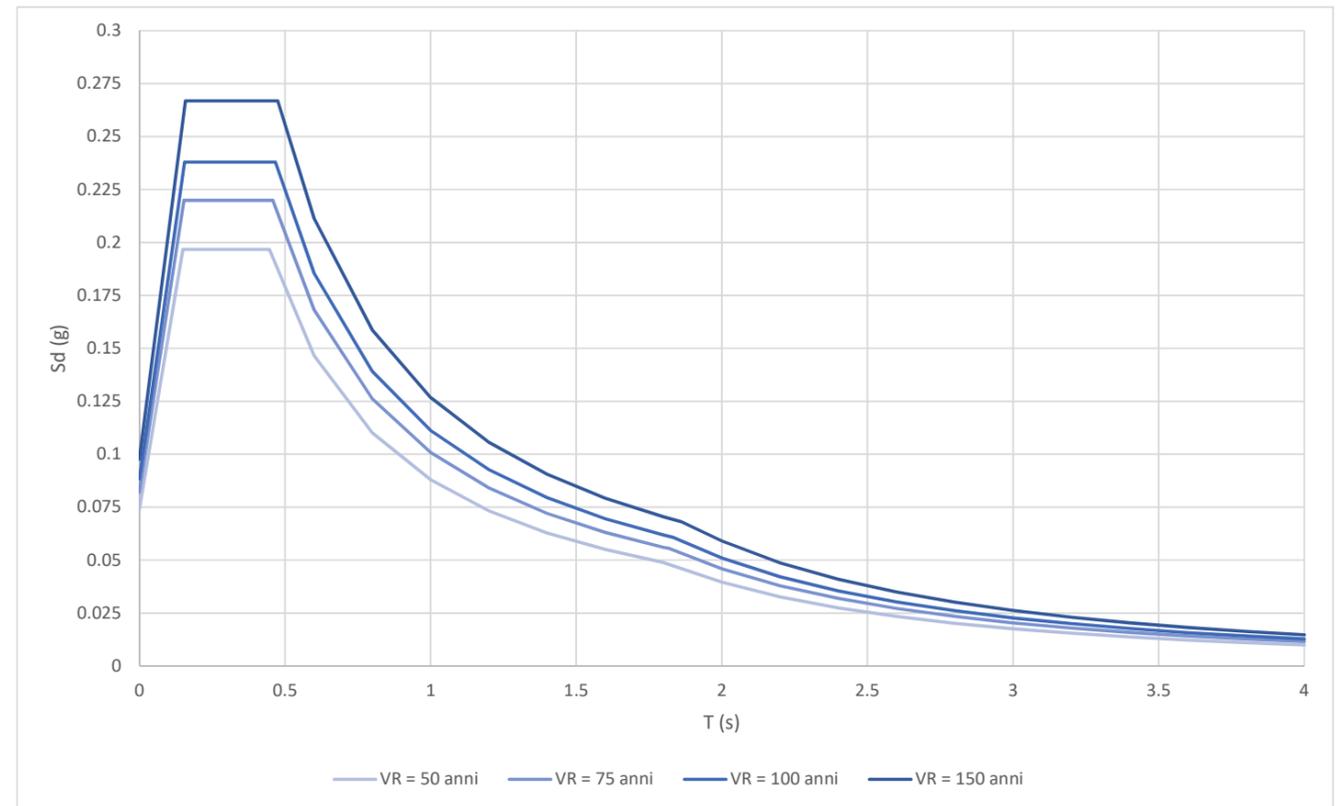
Le azioni sismiche agenti sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R funzione dei parametri sopra descritti, in particolare $V_R = V_N \cdot C_U$. Conseguentemente a quanto detto ai capitoli precedenti, il periodo di riferimento degli immobili facenti parte il progetto sono riassunti nella tabella seguente:

	V_R
Stadio	150 anni
West Tower	100 anni
Middle Tower	100 anni
East Tower	100 anni
North Retail	150 anni
South Retail & Leisure	150 anni
Parcheggi	150 anni

Tab. 03: Riepilogo del periodo di riferimento dei singoli immobili

Di seguito si riportano le azioni sismiche (in termini di spettri di risposta elastici agli SLV) nelle seguenti configurazioni:

- V_N 50 anni, C_U II $V_R = 50$ anni
- V_N 50 anni, C_U III $V_R = 75$ anni
- V_N 100 anni, C_U II $V_R = 100$ anni
- V_N 100 anni, C_U III $V_R = 150$ anni



Tab. 04

Verifiche sismiche

Per tutti gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche da effettuarsi per ogni stato limite sono dipendenti dalla classe d'uso dell'immobile, in accordo alla tabella sotto mostrata (Tab. 7.3.III delle NTC'18).

STATI LIMITE	CU I		CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^o	
SLE	SLO	RIG			RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG		RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	RES	STA	STA	
	SLC		DUT ^o		DUT ^o			

^o Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^o Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Tab. 05: Tab. 7.3.III delle NTC'18 - Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

Ad esempio, il passaggio da classe II a III comporta il verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni prodotti dalle azioni sismiche considerate non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

6.1.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

In Fig. 01 viene mostrata la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale sviluppata dall'INGV (Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia).

Come esplicitato al paragrafo 6.1.3, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 150$ anni per stadio, retail e annesse zone di accesso, $V_R = 100$ anni altrove.

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) =$$

1424 anni per stadio, retail e annesse zone di accesso
949 anni altrimenti

In riferimento alla relazione geotecnica, si è considerata categoria di sottosuolo tipo C e categoria topografica T1. Per approfondimenti si rimanda al documento stesso.

Di seguito i parametri sismici:

	$T_R(SLV) = 1424$ anni	$T_R(SLV) = 949$ anni	
a_s	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.065 g	0.059 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.695	2.695
T^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.299 s	0.299 s
S_a	coefficiente di amplificazione stratigrafica - Cat C ($N_{MPT,50} > 50$)	1.500	1.500
C_s	coefficiente che modifica il valore del periodo T_c	1.564	1.564
S_T	coefficiente di amplificazione topografica T_1 pianura	1.00	1.00

Da cui l'accelerazione massima al suolo risulta:

$$a_{max}(SLV) = S_s \cdot S_T \cdot a_g =$$

0.1525 g per stadio, commerciale e annesse zone di accesso
0.1384 g altrimenti

Si faccia riferimento alla relazione di inquadramento geotecnico per la stima della Magnitudo attesa al sito.

6.1.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sulle costruzioni si dividono in pesi propri strutturali (G1), carichi permanenti (G2), carichi variabili (Q), azioni sismiche (E) e carichi eccezionali (A).

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi per unità di volume dei materiali utilizzati ad uso strutturale sono così riassumibili:

- Calcestruzzo ordinario: 24 kN/mc
- Calcestruzzo armato (e/o precompresso): 25 kN/mc
- Acciaio: 78.5 kN/mc

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Sono carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro.

c. AZIONI VARIABILI (Q)

Sovraccarichi

Sono carichi legati alla destinazione d'uso della porzione di edificio in esame. I valori nominali sono riportati in tabella Tab. 3.1.II delle NTC'18 di seguito riportata:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]	
A	Ambienti ad uso residenziale				
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00	
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00	
B	Uffici				
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00	
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00	
C	Ambienti suscettibili di affollamento				
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00	
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00	
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00	
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00	
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni			
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$	
	D	Ambienti ad uso commerciale			
		Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini		5,00	5,00	2,00	
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita			
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale				
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*	
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso			
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)				
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**	
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di			
		5,00	2 x 50,00	1,00**	
H-I-K	Coperture				
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00	
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza			
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso			

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Tab. 06: Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Carichi da neve

Il carico da neve è calcolato in accordo alle NTC'18. Milano si trova in zona I - Mediterranea ed è a circa 122 m sul livello del mare.

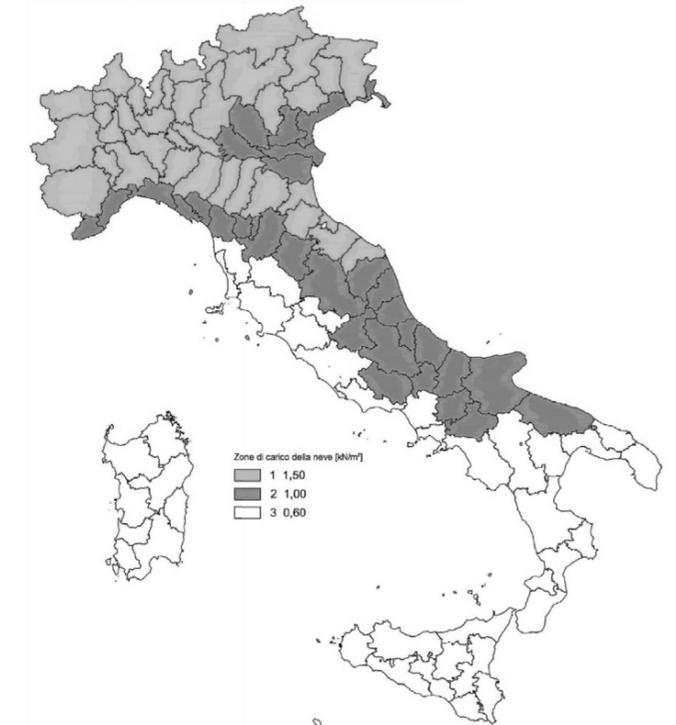


Fig. 02: Zone di carico della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu \cdot C_E \cdot C_t$$

Nell'ipotesi di copertura piana ovunque, si ottiene:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/mq} \quad \text{carico della neve al suolo}$$

$$\mu = 0.8 \quad \text{coefficiente di forma della copertura in assenza e in presenza di vento}$$

$$C_E = 1.0 \quad \text{coefficiente di esposizione (topografia normale)}$$

$$C_t = 1.0 \quad \text{coefficiente di termico}$$

Di conseguenza $q_s = 1.20 \text{ kN/mq}$

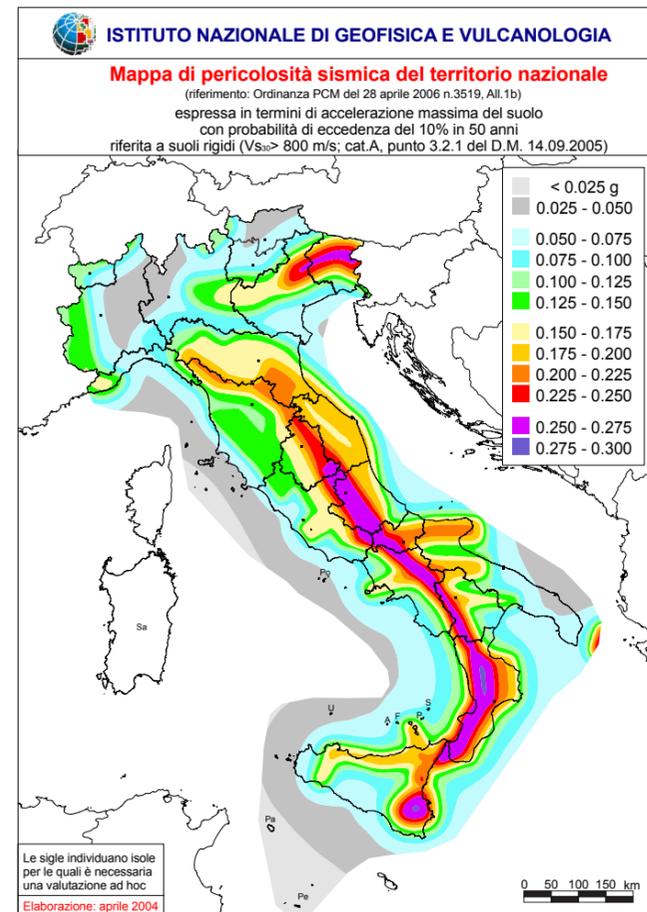


Fig. 01: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

Azione del vento

L'azione del vento è calcolata in accordo alle NTC'18. La Lombardia si trova in zona 1.

Nell'ipotesi di classe di rugosità B e categoria di esposizione IV, si ha:

$$q_r = 0.39 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione cinetica di riferimento}$$

$$p = c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot q_r \quad \text{pressione del vento}$$

dove $c_e \cdot c_p \cdot c_d$ sono, rispettivamente, il coefficiente di esposizione, di forma e dinamico e sono specifiche per il singolo edificio, in quanto sono funzione dell'altezza e della forma del fabbricato in esame.

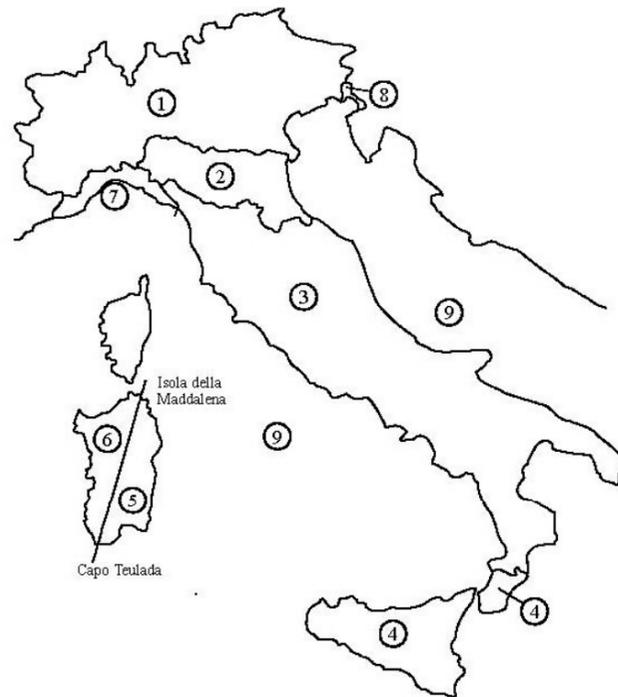


Fig. 03: Azione del vento - mappa delle zone in cui è diviso il territorio italiano

Per una corretta quantificazione delle azioni e degli effetti del vento per strutture complesse, quali ad esempio lo stadio e le torri, sarà necessario fare ricorso a sperimentazione diretta utilizzando risultati ottenuti da prove sperimentali in galleria del vento.

Temperatura

La temperatura non costituisce azione fondamentale per l'integrità della struttura. Si considera dunque il solo contributo ΔT_u rappresentante la differenza tra la temperatura media attuale e quella iniziale alla data della costruzione. ΔT_u può essere assunto in accordo alla seguente tabella.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

d. AZIONI SISMICHE (E)

Il moto sismico di ciascun punto del terreno può essere decomposto in un contributo orizzontale e uno verticale; quest'ultimo deve essere sempre considerato in presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso o edifici con piani sospesi.

Le opere facenti parte l'intero progetto verranno progettate per comportamento strutturale dissipativo: nella valutazione della domanda sismica un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico. Si prevede inoltre di progettare tutti gli edifici a media capacità dissipativa, definita "CD" B" in accordo alla normativa vigente.

La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale attraverso il fattore di comportamento q. Tale fattore dipende al sistema latero-resistente impiegato e dalla classe di duttilità scelta.

Ad eccezione di casi isolati, quali ad esempio eventuali strutture in acciaio monopiano ad uso commerciale poggianti sul podium, i corpi di fabbrica presentano struttura in calcestruzzo con sistema sismo-resistente costituito da pareti di taglio non accoppiate. Il fattore di comportamento sarà dunque pari a:

- q=3.0 per strutture regolari in altezza
- q=2.4 per strutture non regolari in altezza
- q=1.6 per strutture torsionalmente deformabili

Di seguito si rappresentano gli spettri di risposta elastici e di progetto orizzontali nelle 3 condizioni, per $V_a=150$ anni.

Per il calcolo delle forze di inerzia equivalenti al sisma, si considerano masse pari a:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj};$$

con ψ_{2j} definito al paragrafo f.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale di piano del 5%, in tutte le direzioni del piano.

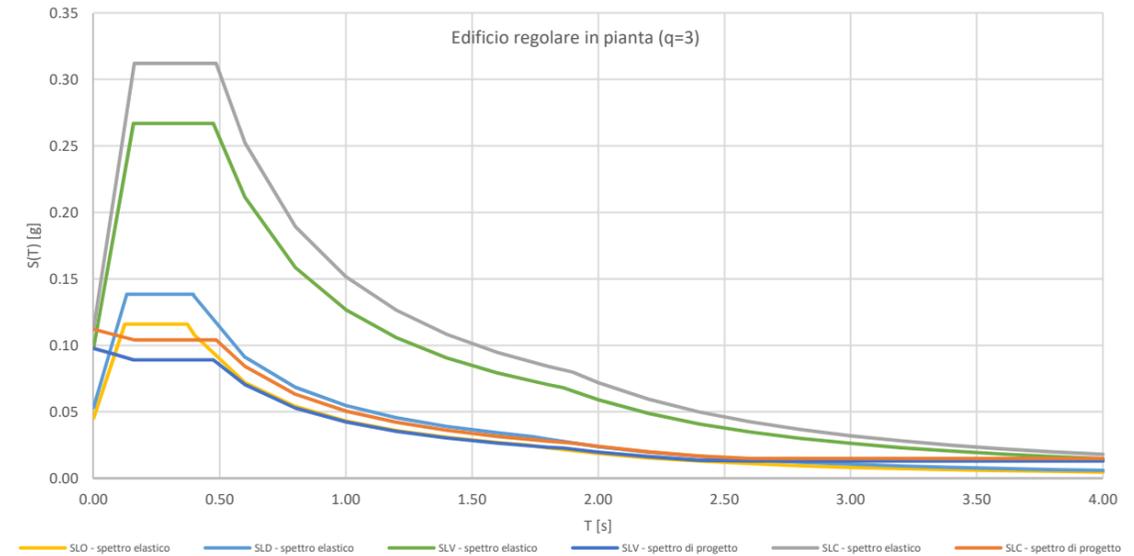


Fig. 03

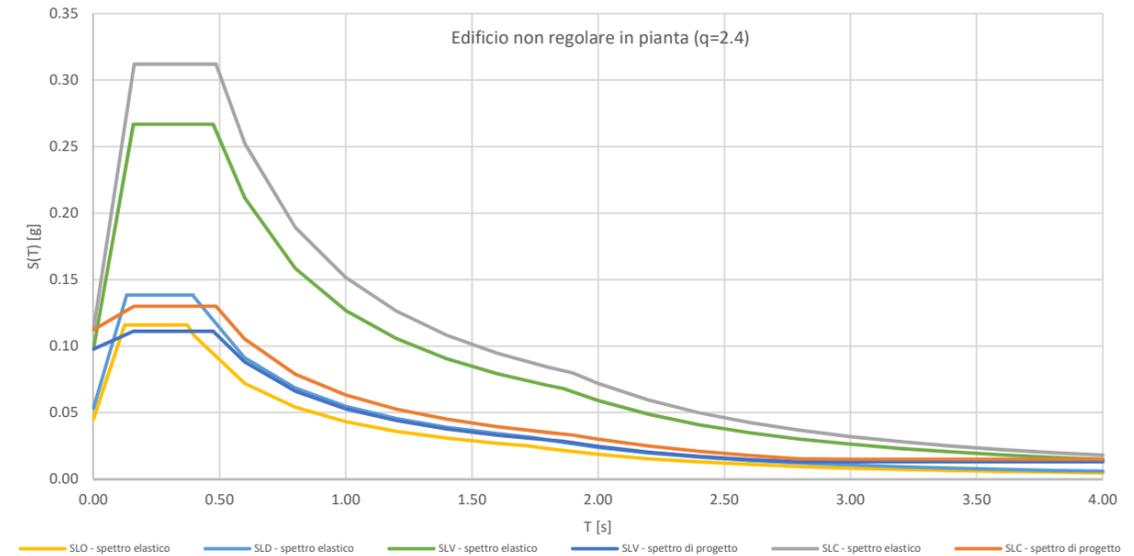


Fig. 04

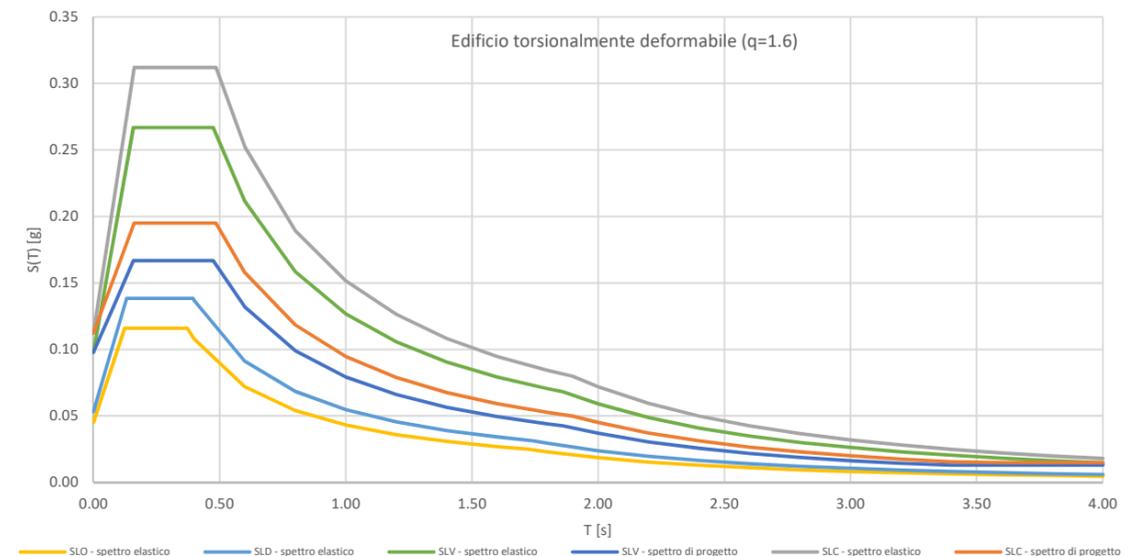


Fig. 05

e. AZIONI ECCEZIONALI (A)

Urti

Urti da traffico veicolare possono verificarsi in tutte le aree di parcheggio o comunque in tutte le vie di accesso e transito di veicoli. In assenza di analisi più accurate e trascurando la capacità deformativa della struttura, possono assumersi le forze statiche equivalenti $F_{d,x}$ e $F_{d,y}$ rispettivamente parallela e ortogonale alla direzione di scorrimento dei veicoli, da applicarsi a 0.5m al di sopra della superficie di marcia.

$$F_{d,x} = 150 \text{ kN} \quad F_{d,y} = 0.5 F_{d,x} = 75 \text{ kN}$$

Si nota che tali azioni non sono dimensionanti in questa fase del progetto, rappresentando condizioni da considerare su singoli elementi strutturali a rischio urti.

Incendio

In caso di incendio le strutture dell'intero intervento devono essere in grado di assicurare la loro integrità per un periodo di tempo sufficiente a permettere l'evacuazione degli utenti, nella salvaguardia delle vite umane. Per ulteriori specifiche si rimanda a studi futuri di progettazione antincendio da effettuare in fasi successive della progettazione.

f. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni sopra riportate.

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione caratteristica, o rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli SLU e SLE connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

P rappresenta le forze di presollecitazione, ove presenti. I coefficienti parziali γ sono pari a:

$$\gamma_{G1} = 1.3 \text{ (1.0 se favorevoli)}$$

$$\gamma_{G2} = 1.5 \text{ (0.8 se favorevoli)}. \text{ Se compiutamente definiti, si possono adottare i valori di } \gamma_{G1}.$$

$$\gamma_P = 1.0$$

$$\gamma_Q = 1.5 \text{ (0.0 se favorevoli)}$$

I coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} sono coefficienti di combinazioni delle azioni variabili, definiti in Tab. 2.5.I delle NTC'18.

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
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
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
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

Tab. 07: Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

6.1.6 MATERIALI DA COSTRUZIONE E DURABILITÀ

I materiali previsti sono calcestruzzo, acciaio per armature in elementi in c.a. e acciaio per carpenteria metallica. Di seguito si riportano le formule utili per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Descrizioni dettagliate verranno fornite nelle schede di studio di fattibilità dei singoli edifici.

a. CALCESTRUZZO

Si prende ad esempio un calcestruzzo classe C30/37.

R_{ca} (resistenza a compressione cubica caratteristica)		37 MPa
f_{ca} (resistenza a compressione cilindrica caratteristica)		30 MPa
f_{cm} (resistenza cilindrica a compressione media)	$f_{ca} + 8$	38 MPa
f_{ctm} (resistenza media a trazione semplice)	$0.3 \cdot f_{cm}^{2/3}$	3.39 MPa
f_{ctm} (valore medio di resistenza a trazione per flessione)	$1.2 \cdot f_{ctm}$	4.07 MPa
E_{cm} (modulo elastico a breve termine)	$22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.8}$	32836 MPa
ν (coefficiente di Poisson)		0.2
α (coefficiente espansione termica lineare fino a 100°C)		$10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo)	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ ($\alpha_{cc} = 0.85$; $\gamma_c = 1.5$)	17.0 MPa
f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo)	$0.7 \cdot f_{ctm} / \gamma_c$ ($\gamma_c = 1.5$)	1.58 MPa

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità, di cui si considerano le seguenti tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio)		450 MPa
f_{tk} (tensione caratteristica di rottura dell'acciaio)		540 MPa
f_{sd} (resistenza di calcolo di snervamento dell'acciaio)	f_{yk} / γ_s ($\gamma_s = 1.15$)	391.3 MPa
f_{td} (resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo)	$2.25 \cdot 0.7 \cdot f_{cm}$	4.45 MPa
f_{td} (resistenza tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-calcestruzzo)	f_{td} / γ_c ($\gamma_c = 1.5$)	2.97 MPa
Rapporto (f_t / f_c) $\geq 1,35$ e rapporto (f_t / f_{ctm}) $\leq 1,25$		
Allungamento $\geq 7,5\%$		

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per tutte le classi di acciaio si assume:

Modulo elastico		E = 210000 MPa
Coefficiente di Poisson		$\nu = 0.3$
Modulo di elasticità trasversale		$G = E / [2(1 + \nu)]$ MPa
Coefficiente di espansione termica lineare (fino a 100°C)		$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

In sede di progetto si tengono in conto i parametri meccanici di resistenza per i seguenti elementi:

- Profili metallici ed elementi di connessione (giunti saldati e materiali di apporto), in funzione della qualità degli acciai scelti per spessori nominali $t < 40$ mm (UNI EN 10025-2):

Qualità degli acciai	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{td} [MPa]
S 235	235	360	223.8
S 275	275	430	261.9
S 355	355	510	338.1
S 450	450	550	428.6

$$\text{Dove } f_{yd} = f_{yk} \cdot \gamma_s, \text{ con } \gamma_s = 1.05$$

- Bullonerie e giunzioni:
 - Viti classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2013)
 - $f_{yb} = 640$ MPa
 - $f_{tb} = 800$ MPa
 - Dadi classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012)

d. DURABILITÀ

Calcestruzzo armato

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e quelli derivanti dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Nella pratica ordinaria il controllo di qualità del calcestruzzo durabile è basato sulla misura della resistenza a compressione (resistenza caratteristica), in riferimento alla relazione tra permeabilità, rapporto a/c e resistenza meccanica. I fattori ambientali che promuovono il processo di corrosione sono l'anidride carbonica e i cloruri; una volta che il metallo è stato depassivato, concorrono a mantenere attivo il processo l'umidità relativa dell'aria, che determina quella interna del calcestruzzo, e il rifornimento di ossigeno, indispensabile per mantenere attiva la reazione catodica. Oltre al processo di corrosione, anche l'attacco da gelo-disgelo e quello chimico sono influenzati dal grado di saturazione del calcestruzzo e quindi dalle condizioni prevalenti di umidità dell'ambiente di esposizione. I criteri in base ai quali si definisce la durabilità del calcestruzzo fanno riferimento al tipo e al contenuto di cemento, al rapporto a/c e allo spessore del copriferro. Le Linee Guida per il calcestruzzo strutturale, emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, definiscono le classi di esposizione. L'intera opera presenta le seguenti possibili classi di esposizione:

- XC2: Corrosione indotta da carbonatazione in ambiente bagnato, raramente asciutto. Classe tipologica utilizzata.
- XD2: Corrosione indotta da cloruri (esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare) in ambiente bagnato, raramente asciutto. Tale condizione si verifica ad esempio per la struttura della piscina.
- XD3: Corrosione indotta da cloruri (esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare) in ambiente ciclicamente bagnato e asciutto. Ad esempio, pavimenta-zioni carrabili e aree di parcheggio.
- XF1: Attacco dei cicli di gelo/disgelo in ambiente con moderata saturazione d'acqua. Ad esempio, elementi verticali esposti a pioggia e gelo.
- XF3-4: Attacco dei cicli di gelo/disgelo in ambiente con elevata saturazione d'acqua. Ad esempio, elementi orizzontali esposti a pioggia e gelo. XF4 se sulla superficie viene impiegato sale disgelante, altrimenti XF3.

Carpenteria metallica

Gli acciai in strutture metalliche devono mantenere nel tempo le loro proprietà meccaniche, preservando la durabilità. Per questo scopo, occorre prevedere una protezione dalla corrosione affidabile negli ambienti di corrosione in cui il manufatto è destinato ad essere installato e a svolgere la sua funzione nel tempo. La protezione dalla corrosione deve garantire la massima durata possibile limitando il più possibile gli interventi di manutenzione, essere sufficientemente resistente alle azioni meccaniche durante le fasi di cantiere, garantire la protezione anche delle superfici interne o comunque non raggiungibili quando la struttura è in opera come ad esempio nel caso di strutture tubolari.

6.1.7 CRITERI DI PROGETTAZIONE

a. INTRODUZIONE

Verificare una struttura o un elemento strutturale vuol dire valutare se, per effetto di eventi (azioni) che possono influire sul suo stato (di tensione, di deformazione, di conservazione...), si possa raggiungere una condizione non compatibile per la sicurezza e per l'utilizzo. Tali situazioni si chiamano Stati Limite e si differenziano in Stati Limite Ultimi SLU (resistenza della struttura in condizioni estreme di sollecitazione) o Stati Limite di Esercizio SLE (capacità della struttura di assolvere alle sue funzioni durante il normale utilizzo del fabbricato).

Una struttura si definisce ben progettata quando per ogni Stato Limite considerato si ha che la domanda (Ed) è inferiore della resistenza della struttura (Rd), per una specifica condizione. Dunque, bisogna verificare che $Ed < Rd$.

Nei paragrafi seguenti si riportano valutazioni tipiche per costruzioni ordinari e utilizzabili per la progettazione degli edifici commerciali, degli uffici, dell'hotel e dei parcheggi. Studi approfonditi saranno necessari nelle fasi successive di progettazione dello stadio, con valutazioni specifiche tipiche di questa tipologia edilizia.

b. SLU

Di seguito si riportano alcune delle condizioni più comuni:

- Perdita di equilibrio della struttura o di parti di essa
- Rottura localizzata della struttura
- Instabilità per deformazioni eccessive
- Rottura localizzata della struttura per fatica

La verifica di resistenza delle strutture per i carichi sismici deve essere effettuata nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze: l'insieme di regole da seguire nella progettazione degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi) in modo che il collasso di alcuni preceda quello di altri, in funzione dell'importanza che essi assumono nella costruzione. La gerarchia delle resistenze consiste nell'assegnare, in fase di progetto, una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali. In questo modo si previene il collasso di elementi il cui collasso determina il collasso di intere parti della struttura (ad es. i pilastri) e il verificarsi di meccanismi di collasso fragile non prevedibili e non in grado di sviluppare un meccanismo plastico altamente dissipativo. In linea generale, ciò si traduce nel progettare nel rispetto della seguente catena di collasso:

1. Collasso trave a flessione (duttile)
2. Collasso trave a taglio (fragile)
3. Collasso pilastro a flessione (duttile)
4. Collasso pilastro a taglio (fragile)
5. Collasso nodo trave-pilastro (fragile)

c. SLE

Di seguito si riportano alcune delle condizioni più comuni:

- Deformazioni eccessive (reversibili e irreversibili)
- Fessurazioni eccessive
- Degrado e corrosione
- Vibrazioni eccessive

Stato limite di deformazione

La deformazione non deve compromettere la funzionalità della struttura e degli elementi da essa portati, affinché non si producano danni.

Di seguito si riportano i limiti imposti da normativa per le diverse tipologie strutturali e le diverse condizioni di carico, definendo L, H e h

rispettivamente la luce di calcolo, l'altezza totale dell'edificio e l'altezza di interpiano.

- Elementi in calcestruzzo, spostamenti verticali
 - $\delta \leq L/250$ per combinazioni di carico quasi permanenti
 - $\delta \leq L/500$ per combinazioni di carico quasi permanenti dopo la costruzione
- Elementi in calcestruzzo, spostamenti verticali

	δ_2	δ_{MAX}
Solai in generali	L/250	L/300
Coperture non praticabili	L/200	L/250
Coperture praticabili	L/250	L/300
Solai che supportano materiale di finitura fragile	L/250	L/350
Solai che supportano colonne	L/400	L/500

Dove δ_2 è lo spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili, δ_{MAX} quello dovuto ai carichi totali.

- Spostamenti orizzontali, azioni statiche

Per combinazioni di carico caratteristiche bisogna verificare che:

- $\delta \leq h/300$
- $\delta \leq H/500$

- Spostamenti orizzontali, azioni statiche

Per edifici in classe d'uso III bisogna verificare che allo Stato limite di operatività SLO gli spostamenti di interpiano siano:

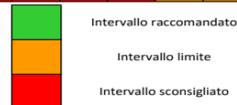
- $\delta \leq 2/3 \cdot 0.01$ h per tamponature progettate per non subire danni
- $\delta \leq 2/3 \cdot 0.02$ h per tamponature rigidamente collegate alla struttura

Controllo delle vibrazioni

La verifica nei confronti delle vibrazioni viene effettuata imponendo dei limiti di accettabilità delle stesse per il confort degli utenti. È pratica comune adottare l'OS-RMS₉₀ come parametro di progetto, corrispondente alla vibrazione armonica causata da una persona che cammina sull'impalcato in esame, considerando il 90-esimo percentile. La tabella sotto riportata classifica le vibrazioni in classi, anche in funzione dell'utilizzo della struttura in esame.

Classe	OS-RMS ₉₀		Classe di utilizzo del piano										
	Limite inferiore	Limite superiore	Critical Workspace (es. Data Center)	Ospedale	Scuola	Residenziale	Uffici	Sala conferenze	Commerciale	Alberghiero	Industriale	Centro sportivo	
A	0	0.1	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
B	0.1	0.2	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
C	0.2	0.8	Red	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
D	0.8	3.2	Red	Red	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
E	3.2	12.8	Red	Red	Red	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
F	12.8	51.2	Red	Red	Red	Red	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green

Tab. 08



OS-RMS₉₀ dipende dalle caratteristiche dinamiche dell'impalcato in esame, in particolare dalla frequenza propria, dalla massa modale e dalla capacità di smorzamento.

Stato limite di fessurazione

Di seguito si riportano i limiti di apertura delle fessure per le strutture in C.A. Le condizioni ambientali si definiscono ordinarie.

- Acciai ordinari:
 - combinazioni frequenti: $w \leq 0.4$ mm
 - combinazioni quasi permanenti: $w \leq 0.3$ mm
- Acciai da precompressione:
 - combinazioni frequenti: $w \leq 0.3$ mm
 - combinazioni quasi permanenti: $w \leq 0.2$ mm

d. ROBUSTEZZA

La robustezza strutturale è la capacità di evitare danni sproporzionati (es. crollo) nel caso in cui la struttura subisca danni locali (quali incendi, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani), anche gravi, non prevedibili ma non per questo escludibili a priori. Il danno locale di un elemento strutturale è dunque accettato a condizione che la capacità portante della struttura venga mantenuta almeno per un periodo di tempo adeguato a consentire adeguate misure di sicurezza. Il rischio di un danno sproporzionale può essere mitigato principalmente in 3 modi:

- prevenendo l'accadimento di un evento eccezionale
- proteggendo elementi strutturali
- assicurando un certo grado di ridondanza strutturale, permettendo alla struttura percorsi di carico alternativi in caso di collasso di un elemento portante

Analisi dettagliate dovranno essere sviluppate nelle fasi successive del progetto.

e. FONDAZIONI E OPERE GEOTECNICHE

Per i criteri di analisi e verifica delle opere di fondazione e più in generale delle opere geotecniche necessarie per la realizzazione dell'intera opera, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento geotecnico.

f. OPERE DI SOSTEGNO SCAVI

Gli scavi saranno realizzati secondo la seguente successione:

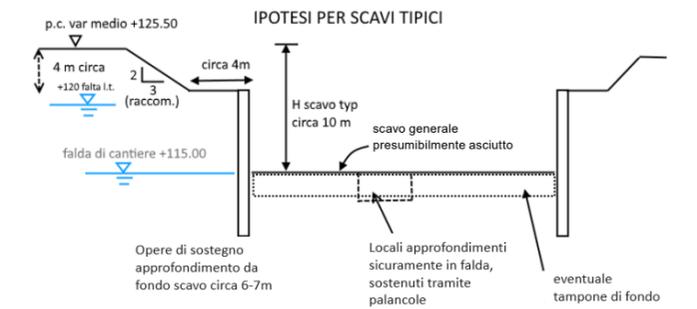
- Sbancamento generale con scavi a scarpa per una profondità di circa 4m. Le scarpe avranno pendenza raccomandata 3h:2v.
- Realizzazione di opere di sostegno per i successivi approfondimenti tramite:
 - diaframmi a mensola dello spessore di almeno 60cm realizzati con scavi sostenuti da fanghi oppure
 - cortina di pali tangenti a mensola di medio diametro di tipo CFA opportunamente armati oppure
 - palancole con almeno 1 ordine di tiranti

Nell'eventualità in cui al momento della realizzazione la falda si presenti più superficiale di quanto ad oggi ipotizzabile, si prediligerà una soluzione a parete continua (diaframma o palancole) e sarà necessario impermeabilizzare l'area tramite tampone di fondo realizzato con tecnica jet grouting da tarare tramite opportuno campo prova.

I successivi approfondimenti locali oltre la quota generale di scavo dovranno essere eseguiti all'interno di palancole vista l'estrema probabilità di interferenza con la falda di cantiere.

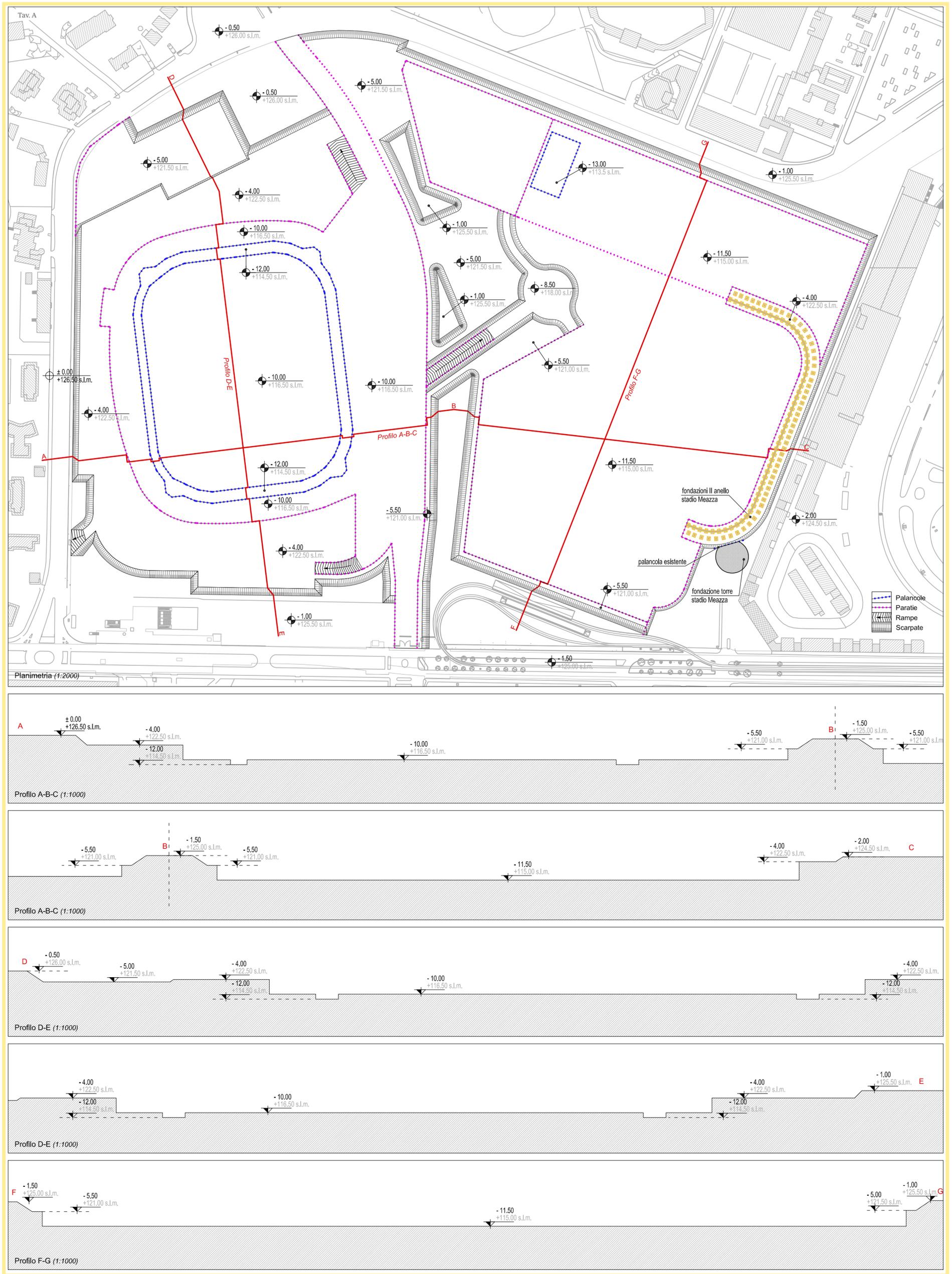
Nel caso si debbano prevedere interventi di abbassamento della falda, le aree di cantiere dovranno essere opportunamente parzializzate.

L'acqua di falda rappresenta per questo progetto un parametro molto importante per cui si raccomanda di mantenere sotto controllo l'andamento della stessa nel tempo così da poter formulare delle assunzioni progettuali motivate.



Laddove le condizioni locali non consentano di realizzare le scarpate, si procederà con la realizzazione della paratia direttamente da quota campagna.

Di seguito planimetria con indicazione del posizionamento delle opere di sostegno degli scavi e le quote di fondo scavo (Tav. A).





6.2

STRUTTURA COMPARTO STADIO:
STADIO

CEAS
ADVISOR TO BUILD THE FUTURE

6.2.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Numero totale di livelli: 6 di cui 2 interrati, 4 fuori terra
- Numero anelli gradinate: 2
- Dimensioni in pianta: 240m x 210m circa fuori terra
320m x 240m circa podium e interrati
- Altezza massima calpestio: 30m
- Interasse telai portanti: 7.7m
- Sistema latero-resistente: pareti di taglio uniformemente distribuite
- Copertura: tensostruttura a membrana e funi

6.2.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti), gli impalcati e le gradinate.

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S355 UNI EN 10025-2.

6.2.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in base alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato e carpenteria metallica, i quali possiedono peso per unità di volume pari a 25 kN/mc e 78.55 kN/mc, rispettivamente.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

• Gradinate:			
- Posti a sedere	0.75 kN/mq		
- Altro	0.25 kN/mq		Totale G2 =1.00 kN/mq
• Parcheggi:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =2.50 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =2.50 kN/mq
• Hospitality:			
- Massetto	2.00 kN/mq		
- Pavimentazione	2.50 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =5.00 kN/mq
• Scale e sbarchi:			
- Massetto	2.00 kN/mq		Totale G2 =2.00 kN/mq
• Copertura:			
- Pacchetto di copertura	0.5 kN/mq		
- Passerelle di manutenzione	0.5 kN/m		
- Sistema di illuminazione	3 kN		
- Schermi	2.5 kN/m		
• Piazza di accesso allo stadio:			
- Massetto	3.00 kN/mq		
- Pavimentazione	2.50 kN/mq		Totale G2 =5.50 kN/mq

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

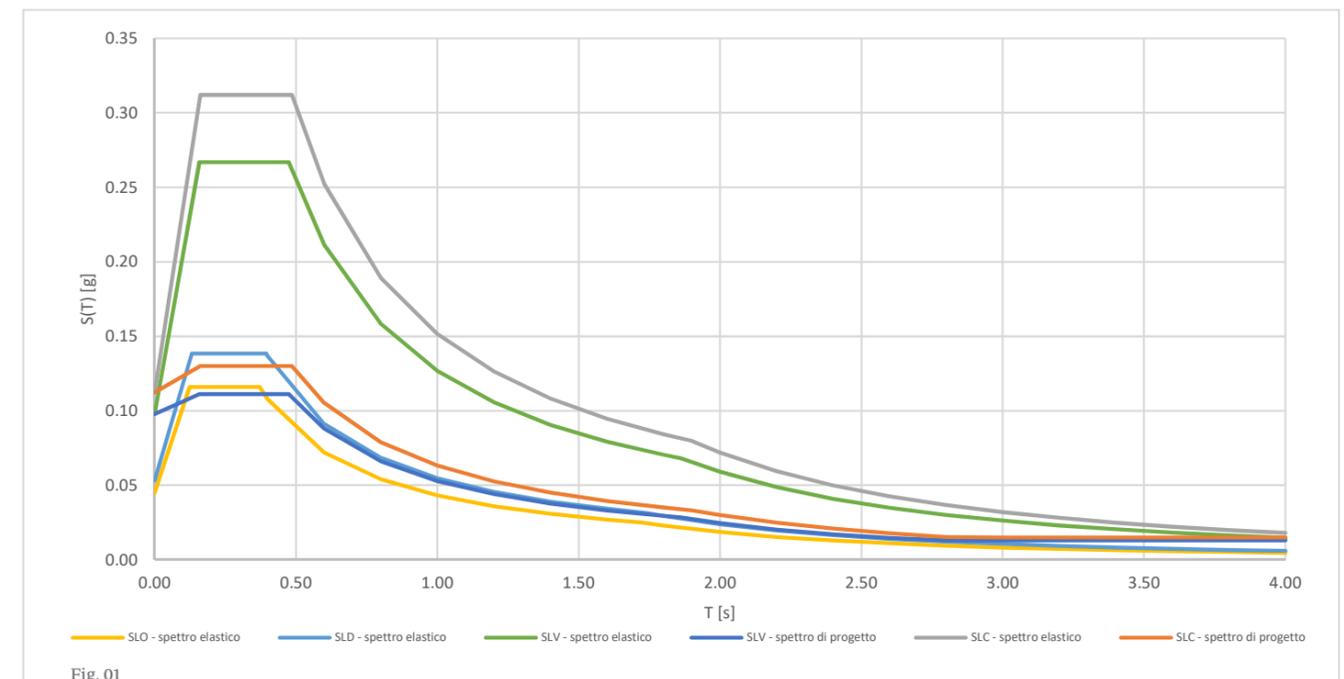
• Gradinate:	Cat. C5	Q = 5.00 kN/mq
• Parcheggi:	Cat. G	Q = 2.50 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:	Cat. E1	Q = 6.00 kN/mq
• Hospitality:	Cat. C5	Q = 5.00 kN/mq
• Scale e sbarchi	Cat. B-scale	Q = 4.00 kN/mq
• Copertura	Cat. H	Q = 0.50 kN/mq
• Piazza di accesso allo stadio:	Cat. G	Q = 20.00 kN/m

6.2.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso III: $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.



6.2.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

a. STADIO

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato ad eccezione della copertura. Dove possibile si prevede l'utilizzo di elementi prefabbricati, al fine di ridurre le tempistiche di cantiere.

La struttura portante si articola in portali in C.A. di larghezza variabile posti ad interasse di 7,7m circa, disposti radialmente al campo di gioco. I portali sono realizzati in travi e pilastri prefabbricati.

Gli impalcati piani sono dunque realizzati con travi prefabbricate su cui poggiano solai alveolari. Questi ultimi costituiscono una tipologia particolare di impalcati in calcestruzzo con vuoti di alleggerimento e possono essere precompressi, o ad armatura lenta. In presenza di sovraccarichi medi o elevati (come quelli qui presenti) è necessario eseguire sulle lastre una cappa collaborante in c.a. gettato in opera. Al getto superiore di completamento è affidata la solidarizzazione dell'impalcato e il trasferimento delle azioni orizzontali agli elementi controventanti, agendo come piano rigido.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri prefabbricati e setti in calcestruzzo gettato in opera; questi ultimi verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma, disposti nelle 2 direzioni.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua. Tale soluzione consente di evitare i cedimenti differenziali provocati da una distribuzione non uniforme dei carichi provenienti dalla sovrastruttura. Inoltre, la platea continua contrasta un'eventuale risalita d'acqua nel caso in cui la falda raggiunga la profondità di progetto, la quale è maggiore della quota di imposta della fondazione stessa. Per approfondimenti si guardi la relazione di inquadramento geotecnico.

Lo stadio, unitamente alla porzione di interrato ad esso sottostante e il relativo sistema fondazionale, costituiscono un complesso edilizio strutturalmente isolato al podium. A sua volta lo stadio viene ipotizzato costituito da 8 settori strutturalmente indipendenti (4 settori rettilinei e 4 settori curvi) separati tramite giunti sismici. Per tale soluzione, necessaria per limitare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali, si prevede mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio della struttura verticale in corrispondenza dei giunti strutturali.

Il sistema strutturale della copertura è realizzato mediante il collegamento di un elemento reticolare o tubolare in acciaio disposto lungo l'allineamento più esterno, ad una struttura più interna costituita da due anelli in tensione separati mediante l'interposizione di elementi verticali rigidi. La connessione tra i due anelli avviene mediante due ordini di funi disposte radialmente. Questi cavi saranno soggetti ad un'azione di pretensione con l'obiettivo di bilanciare le sollecitazioni derivanti dal peso proprio della copertura e irrigidire il sistema. L'anello più interno delimita l'apertura centrale sul campo. Il pacchetto di copertura sarà supportato da elementi in acciaio disposti tangenzialmente al campo. L'anello esterno poggerà su pilastri in carpenteria metallica incernierati alla base.

b. PODIUM

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore. Per questo motivo le piastre alleggerite rappresentano un efficace compromesso tra rigidità e leggerezza e sono particolarmente adatte a luci medio-grandi. Infatti, grazie ai vuoti all'interno della piastra si possono raggiungere elevate altezze utili mantenendo però il peso proprio molto al di sotto di quello che avrebbe una soletta piena di pari altezza utile e senza penalizzare la rigidità della struttura. Questa riduzione del peso proprio delle strutture orizzontali è vantaggiosa nel progetto sismico per la conseguente riduzione delle masse degli impalcati. Gli orizzontamenti devono anche avere rigidità membranale tale da trasferire i carichi orizzontali su-gli elementi di controvento.

In caso di presenza di sovrastrutture in falso sulla piazza di accesso allo stadio, saranno necessari elementi orizzontali di trasferimento, rendendo necessarie soluzioni diverse tra cui solai pre-sollecitati con trefoli da post-tensione, travi ribassate o travi parete.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri atti a sostenere i soli carichi verticali. Il sistema latero-resistente è costituito da pareti di taglio e corpi scale e ascensori.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua.

Si prevede di suddividere il podium in sub-comparti di estensione massima 90m x 90m che siano strutturalmente indipendenti, separandoli per mezzo di giunti strutturali. Si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

6.2.6 PREDIMENSIONAMENTO

In Fig. 02 si mostra la struttura ad oggi ipotizzata. Si ipotizza l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 sia per gli orizzontamenti che per gli elementi verticali.

Gli impalcati sono solai alveolari prefabbricati di spessore tipologico 30cm + 8cm di getto di completamento in calcestruzzo (Fig. 3-4). Tali elementi prefabbricati poggeranno su travi prefabbricate a T rovescia di altezza fino a 125cm. Tali travi possono presentare armatura lente o essere presollecitate con trefoli di post-tensione, a seconda della luce di calcolo.

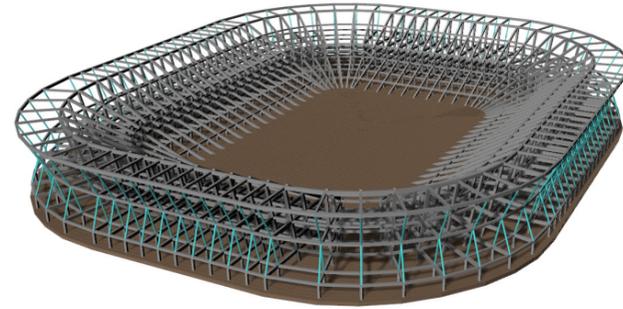


Fig. 02-a

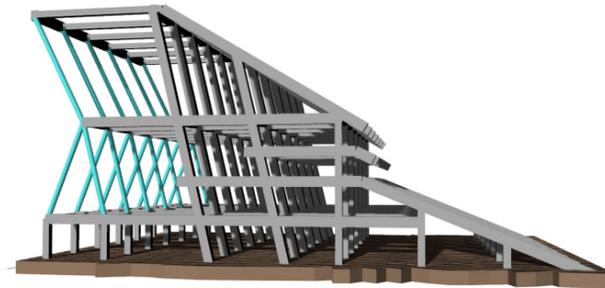


Fig. 02-b

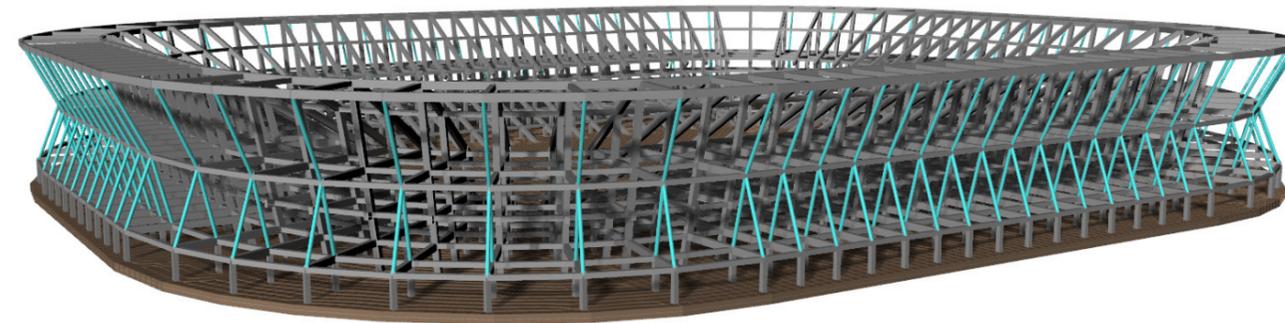


Fig. 02-c

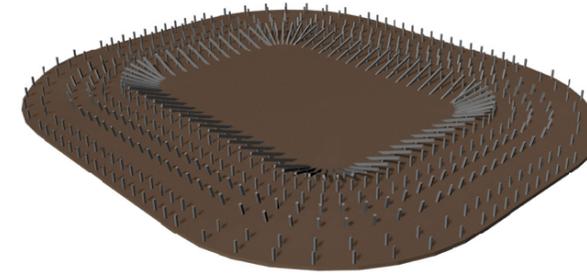


Fig. 05

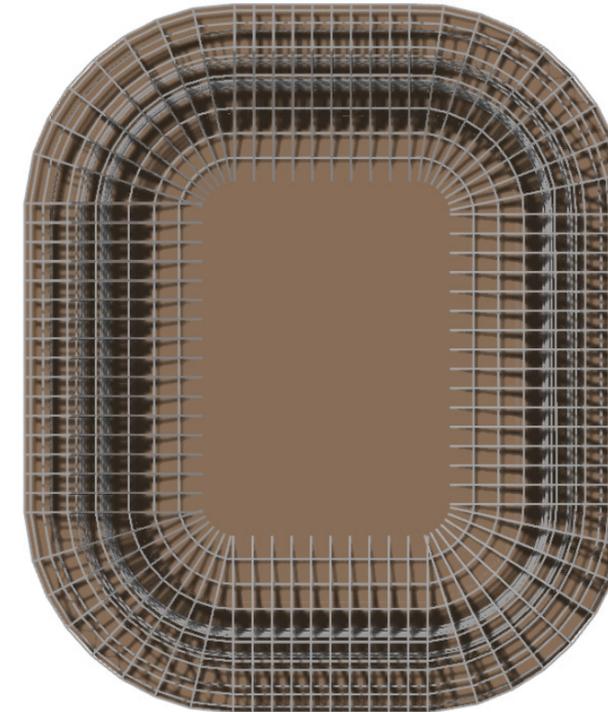


Fig. 02-d

I carichi agenti e la maglia base portano alla necessità di avere pilastri di dimensione massima 100cm x 100cm e rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa. (Fig. 5)

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.2% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. In corrispondenza del campo da gioco sarà presente una platea di fondazione di spessore 1.5m per controbilanciare la sottospinta d'acqua che può verificarsi visto che la falda di progetto si trova a quota superiore della quota di imposta del campo.

La piazza di accesso allo stadio è impostata a quota +2.5 m, deve permettere l'accesso ai mezzi pesanti, ad es. Vigili del Fuoco, e presenta un piano interrato a quota calpestio -2.5 m. Per tale struttura si ipotizza maglia base dei pilastri 9m x 9m. Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 55 cm ed armatura lenta bidirezionale uniforme con area pari a 15 cm²/m. Saranno necessari infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. I pilastri saranno a sezione quadrata di lato 50cm e rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa.

Per il dimensionamento delle pareti si è fatto uno dell'analisi statica equivalente, andando ad individuare il numero minimo di pareti necessarie a opporsi all'azione sismica di progetto. Si considerano pareti di spessore 50cm e lunghezza 450cm (pari a metà dell'interasse tipico delle colonne) e si applica sull'impalcato l'accelerazione di plateau. Tali assunzioni portano alla necessità di avere almeno 7 pareti per comparto per ogni direzione principale. I setti possono essere parti di nuclei scatolari o singole pareti di taglio e devono essere distribuite in maniera quanto più possibile regolare ed uniforme all'interno del comparto.



Fig. 03



Fig. 04



6.3

STRUTTURA COMPARTO STADIO:
NUOVO SOTTOPASSO VIA PATROCLO

6.3.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti del manufatto in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

La geometria dello scatolare sarà variabile, con un allargamento previsto da 4 a 6 corsie nella zona di ingresso ed uscita dai piani interrati dei parcheggi.

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Lunghezza: 505m di cui 290m a 2+2 corsie, 315m a 3+3 corsie
- Area totale in pianta: 1300 mq circa
- Larghezza: 17.5 (2+2 corsie)
27.0 (3+3 corsie)
- Quota strada: -8.5 m
- Altezza netta interna: 5m

6.3.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli impalcati e C60/75 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti).

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

6.3.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calce-struzzo armato, il quale possiede peso per unità di volume pari a 25 kN/mc.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono stati individuati le seguenti stratigrafie:

- Quota strada:
 - Pavimentazione stradale 10.7 kN/mq
- Copertura:
 - Piazza 6.00 kN/mq
 - Terreno di ricoprimento 40.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 46.50 kN/mq

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

- Piazza accesso VVFF Cat. G Q = 10.00 kN/mq
- Strada: Q = 9.00 kN/mq

d. SOTTOSPINTA ACQUA

Come descritto nella relazione di inquadramento geotecnico, la falda di progetto è posta a una quota +120.00 m s.l.m, dunque a una profondità media di -5.5 m. Tale pressione deve essere tenuta in conto per avere la certezza che l'infrastruttura sia stabile, ossia non galleggi, a causa della spinta d'Archimede esercitata dall'acqua di falda.

6.3.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso III: $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 1$
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.

6.3.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE E PRE-DIMENSIONAMENTO

Si prevede di realizzare del solaio di fondo e degli elementi verticali in calcestruzzo gettato in opera. In particolare, per il solaio si prevede uno spessore pari a 1.4m con armatura principale di 78 cm²/m in direzione ortogonale al senso di marcia.

Le pareti contro-terra sono gettate in opera con spessore di 1m ai quali sarà affidato, a lungo termine, il contenimento del terreno e la spinta dell'acqua in presenza della falda di progetto. Si prevede armatura verticale pari almeno a 45 cm²/m.

Ai fini di ridurre lo spessore del solaio di copertura, si prevede la presenza di un setto intermedio in C.A. gettato in opera a separazione delle carreggiate. Per esso si ipotizza spessore di 50cm e puro comportamento a compressione.

La copertura invece sarà realizzata in elementi prefabbricati (es. tegoli) precompressi o semplicemente dotati di armatura lenta. Verrà poi realizzato un getto di completamento in C.A. al fine di predisporre eventuale armatura integrativa per la realizzazione di un solaio di continuità all'appoggio intermedio. (Fig.02 - 03)



Fig. 02



Fig. 03

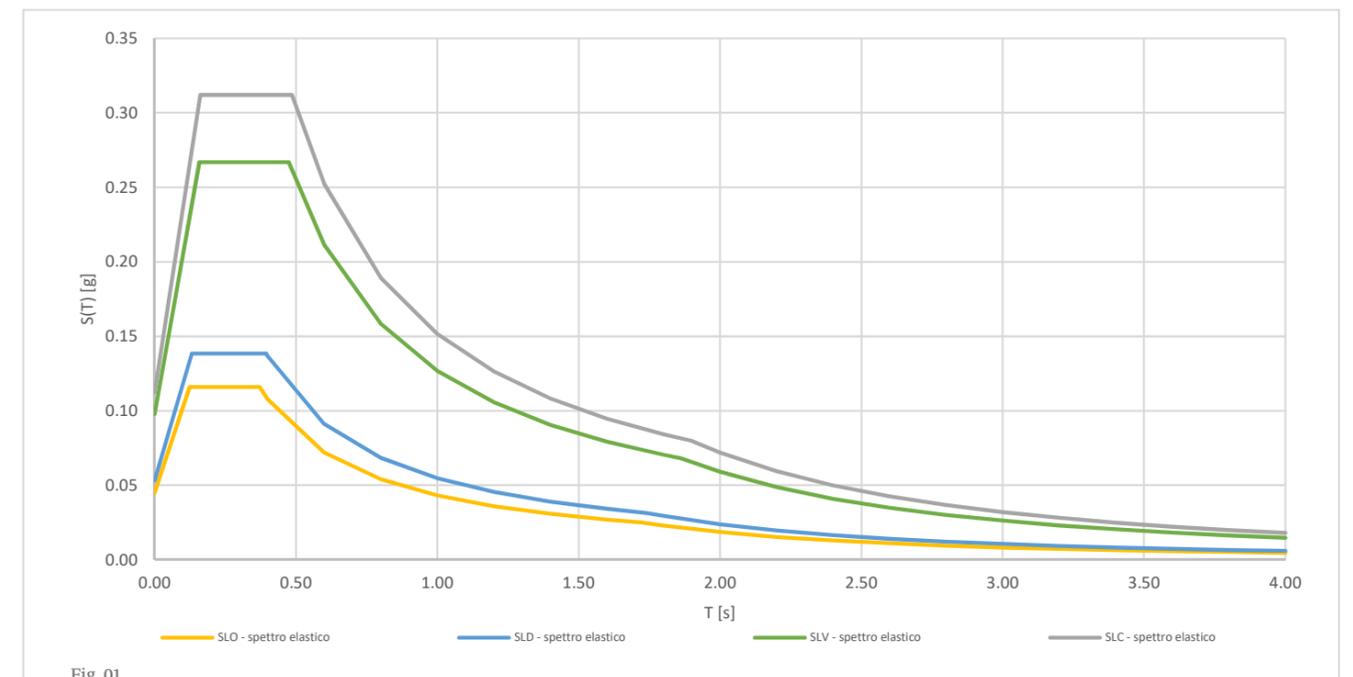


Fig. 01



6.4

LA RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE
DELLO STADIO MEAZZA

CEAS
ADVISOR TO BUILD THE FUTURE

6.4.1 PREMESSA

Una volta acquisito l'inizio lavori, si procederà all'installazione delle strutture di cantiere.

Le singole aree di lavoro durante la demolizione saranno segnalate e delimitate al fine di:

- separare le attività di cantiere da quelle esterne;
- informare le persone terze che frequentano le aree limitrofe e non addetti in genere della presenza di operazioni di cantiere;
- impedire a queste persone l'accesso al cantiere, così da evitare che possano, una volta entrati nell'area dei lavori, incorrere in rischi legati alle attività svolte o causare dei rischi aggiuntivi per gli operatori del cantiere.

In prossimità degli accessi, sarà esposta idonea cartellonistica di sicurezza

L'area oggetto dell'intervento dovrà essere delimitata da idonea cesata.

Tale recinzione sarà modificata nell'arco delle fasi previste del cantiere. In particolare, si cercherà, di preservare passaggi e/o aree specifiche al fine di non interrompere la funzionalità dell'area residua, comunque garantendo l'inaccessibilità delle zone ove sono previste le demolizioni.

6.4.2 SOFT STRIP-OUT

Preliminarmente all'attività di demolizione vera e propria sarà necessario eseguire lo smontaggio degli impianti esistenti all'interno degli edifici. I materiali smontati dovranno essere separati a seconda della loro natura ed accatastati in apposite zone di deposito, fino alla loro evacuazione.

Successivamente all'isolamento degli impianti, dovrà essere effettuato lo smontaggio di tutti gli elementi accessori fino a lasciare esclusivamente il materiale edile. Saranno pertanto smontate le porte, le finestre, i controsoffitti, eventuali elementi di arredo, pareti divisorie in legno o vetro e alluminio, pavimenti flottanti, ecc.

I materiali smontati dovranno essere separati a seconda della loro natura ed accatastati in apposite zone di deposito, fino alla loro evacuazione in accordo alla Normativa Vigente in materia.

Per quanto possibile i rifiuti assimilabili agli urbani saranno suddivisi, al fine di un loro recupero, come di seguito e saranno attribuiti i seguenti codici CER in via prioritaria salvo la verifica puntuale della qualità dei rifiuti presenti:

• Legno:	CER 17.02.01
• Imballaggi misti:	CER 15.01.06
• Plastica - PVC:	CER 17.02.03
• Neon:	CER 20.01.21

Tutti i materiali assimilabili agli urbani non saranno considerati contaminati da sostanze pericolose.

Esternamente al perimetro dell'edificio verrà individuata un'area appositamente dedicata al carico quotidiano dei vari materiali rimossi ed allo stoccaggio in appositi contenitori scarrabili di materiali di risulta di modesta entità. Il materiale rimosso sarà accatastato ai piani, suddiviso in funzione della sua natura, ed evacuato per essere inviato a destino finale attraverso idoneo automezzo.

6.4.3 DEMOLIZIONI

L'intero manufatto è fondamentalmente costituito da 3 corpi di fabbrica risalenti a 3 epoche diverse, così identificate

- primo anello: anno di costruzione 1925;
- secondo anello: anno di costruzione 1955;
- terzo anello: anno di costruzione 1990;

La struttura in c.a. del primo e secondo anello riprende il classico schema statico con telaio portante "a giraffa" (con due mensole, superiore e inferiore, supportate da colonne) e gradinate in appoggio (materiale da costruzione cemento armato).

Il terzo anello risulta più articolato, in quanto, oltre ad essere strutturalmente distaccato dal secondo (giunto di separazione su tutto il perimetro), è stato realizzato accoppiandolo alla copertura metallica. Lo schema statico varia in quanto le gradinate del terzo anello sono ricavate mediante un manufatto portante in c.a.p. (trave cassone) alla quale sono vincolate le due mensole porta gradinate. Le travi risultano in appoggio sia sulle 4 torri d'angolo principali sia sulle 7 intermedie secondarie, e si sviluppano su tutto il perimetro dello stadio ad eccezione del lato lungo in adiacenza al "trotto" (lato via dei Piccolomini).

La copertura, interamente metallica, si configura come un graticcio di travi reticolari principale e secondarie in semplice appoggio su 4 baggioli in c.a. posizionati sulla sommità delle torri d'angolo. Le travi, di grandi dimensioni, risultano saldate tra di loro e creano un sistema iperstatico che nel corso degli anni ha trovato un suo equilibrio nei confronti delle azioni agenti e delle deformazioni indotte (delta termico ad esempio).

Nei prossimi capitoli, verrà illustrata la modalità di decostruzione delle 3 macrostrutture. Si anticipa che, per quanto riguarda le strutture "basse" del primo e secondo anello, le demolizioni dovranno essere operate in sequenza tale da non rendere in nessuna fase labili o instabili le strutture residue pertanto la demolizione procederà principalmente nella direzione ortogonale all'orditura dei telai portanti strutturali. Al contrario per il terzo anello, per i motivi che verranno di seguito esposti, si dovrà operare con una procedura tradizionale di smontaggio mediante appositi mezzi.

Il processo di decostruzione, tuttavia, al di là della produzione del rifiuto finale, genererà anche una serie di attività parallele che dovranno essere gestite nel migliore dei modi al fine di creare un minor impatto possibile in termini ambientali, tale aspetto è oggetto specifico del successivo paragrafo.

6.4.4 CONTENIMENTO DEGLI IMPATTI

Di seguito si riportano alcune valutazioni circa il contenimento degli impatti previsti, che sono essenzialmente tre:

- emissione di polveri
- immissione di rumore
- trasmissione di vibrazioni

a. POLVERI

I principali fattori che comportano la produzione di polveri sono:

- tipologia del materiale demolito (ferro, cemento, laterizio, ecc.);
- dimensioni della porzione di struttura demolita nell'istante di tempo;
- altezza rispetto al piano di caduta;
- stato del fondo di caduta;

Nella fattispecie, soprattutto per il primo e secondo anello che

verranno aggrediti nella modalità spiegata sotto, si tratta di materiale cemento armato che ha un'altezza massima di caduta di circa 30 m.

Su alcuni fattori è possibile intervenire al fine di limitare la produzione di polveri soprattutto verso l'esterno, mediante un abbattimento mirato. Durante tutta la demolizione sarà utilizzata una tecnica di abbattimento delle polveri emesse che utilizza getti di acqua nebulizzata (Fig. 01).

L'acqua nebulizzata è un getto bi-fase (aria-acqua) che ha una superficie di contatto molto maggiore rispetto al getto di acqua semplice, consentendo di minimizzare l'uso di acqua ed avere un alto rateo di abbattimento delle polveri. Inoltre, la dispersione del getto di acqua nebulizzata è simile a quella delle particelle di polvere, consentendo di avere un'area di intervento più ampia. In condizioni normali l'impiego delle lance nebulizzatrici permette un abbattimento significativo (fino al 90%) delle polveri libere e volatili. Risulta anche possibile ricorrere, qualora ci sia la necessità, a getto dal basso mediante uso di macchine tipo "Cannon fog" o "Dust buster", che lavorano con il principio della ventilazione forzata mediante turbina ad elevata potenza tale da generare e proiettare un getto di acqua nebulizzata o pioggia leggera, modulandone l'intensità, fino a distanza di circa 40-60 metri.

Qualora tuttavia ci fossero dei punti in cui vien prodotto un significativo volume di polveri, è possibile intervenire con l'utilizzo di una speciale macchina dotata di braccio telescopico che permette di diffondere acqua nebulizzata ad una certa altezza in una zona mirata. Questa tecnica di abbattimento presenta due vantaggi principali:

- l'abbattimento delle polveri avviene direttamente nella zona di produzione (vicinanza del getto alla pinza) contenendo così la diffusione delle stesse nell'ambiente circostante;
- diffondendo la nube di acqua al di sopra della zona di lavoro (e quindi di produzione della polvere) ne contiene la diffusione favorendone un abbattimento nella zona sottostante all'area di lavoro.

b. IMPATTO ACUSTICO E RUMORE

I principali fattori che comportano la immissione di rumore sono:

- tipologia del materiale demolito (ferro, cemento, laterizio, ecc.);
- dimensioni della porzione di struttura demolita nell'istante di tempo;
- altezza rispetto al piano di caduta;
- taglia della macchina impiegata;

In particolare, nella demolizione di strutture in c.a. e laterizio, la maggiore fonte di rumore nelle demolizioni per schiacciamento deriva dalla taglia della macchina impiegata. Ne consegue che la demolizione con mini-macchine comporta una immissione acustica inferiore a quella con escavatore di grossa taglia operante da terra. Nondimeno, si può affermare, anche sulla base di esperienze pregresse di demolizioni simili ed effettuate in contesti altamente urbanizzati, che i superamenti delle soglie imposte dalla norma si hanno solo nelle immediate vicinanze della zona di lavorazione, rientrando al di sotto dei limiti a pochi metri di distanza.

Per avere dei dati di confronto, dalla teoria della propagazione di onde sonore in campo libero possiamo trarre delle prime stime. Il seguente elenco puntato mostra le stime di prima grossolana approssimazione per la condizione di lavoro di un escavatore di grossa taglia (almeno 400 q in peso) attrezzato con pinza, che emette un livello di rumore equivalente (Leq) pari a 90 dBA nelle immediate vicinanze del

punto di lavoro:

- distanza 10 m: 76 dBA
- distanza 25 m: 68 dBA
- distanza 50 m: 62 dBA
- distanza 75 m: 58 dBA
- distanza 100 m: 56 dBA

Una potenziale mitigazione del rumore è effettuata mediante montaggio di pannelli fonoassorbenti sulla recinzione che attualmente perimetra il manufatto e che può essere rimontata in prossimità del corpo dello stadio (Fig. 02). In ogni caso qualora si superassero i limiti del rumore sarà fatta richiesta di opportuna deroga.

c. VIBRAZIONI

In merito alla problematica connessa alle vibrazioni, la demolizione condotta con mezzi meccanici e pinze oleodinamiche determina il collasso progressivo delle strutture per schiacciamento, consentendo di minimizzare la trasmissione di vibrazioni, rispetto a demolizioni per crolli o ribaltamento delle strutture.

La soluzione proposta per l'esecuzione dei lavori di demolizione tiene conto delle varie problematiche e del contesto in cui è inserito l'opera da demolire, per cui viene proposta una metodologia di intervento che riduce al minimo il livello di rumore mediante l'uso di attrezzature a schiacciamento di grosse dimensioni in sostituzione dei martelloni a percussione, montati su escavatori di grosse taglie (30/40 ton) in modo da permettere anche l'esecuzione dei lavori in tempi più rapidi.

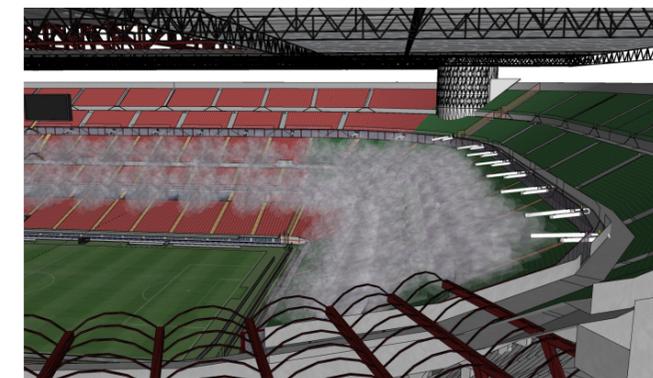


Fig. 01

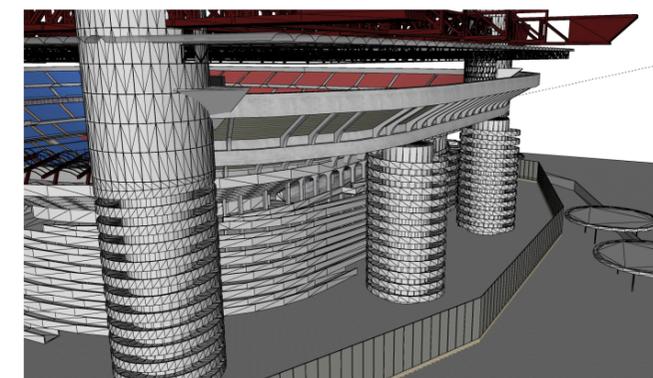


Fig. 02

6.4.5 DEMOLIZIONE PRIMO ANELLO

Come detto in precedenza, considerato il semplice schema statico con cui sono realizzate le strutture del primo anello, la demolizione verrà effettuata mediante macchine a braccio corto di adeguata pezzatura posizionate a terra. Le macchine saranno equipaggiate con un attrezzo sul braccio di lavoro, denominato frantumatore, il cui calibro è tarato in funzione degli spessori massimi dei manufatti da frantumare e della durezza del calcestruzzo.

Si procederà dapprima (Fig. 3) con l'aggressione puntuale dal basso del primo anello mediante macchine che lavoreranno frontalmente, successivamente, dopo aver creato un varco di ingresso, la demolizione procederà in senso ortogonale alle strutture portanti (Fig. 4).

Considerati i tempi ristretti di lavoro, verranno posizionate un adeguato numero di macchine in modo tale da operare su più fronti lungo il perimetro del campo da gioco e aumentare la performance in termini di tempo (Fig. 5-6). I materiali frantumati, una volta a terra, verranno accumulati alla base del secondo anello, in modo tale da creare un cumulo di macerie tale da permettere alle macchine di posizionarsi ad una quota superiore per la demolizione del secondo anello (Fig. 7).

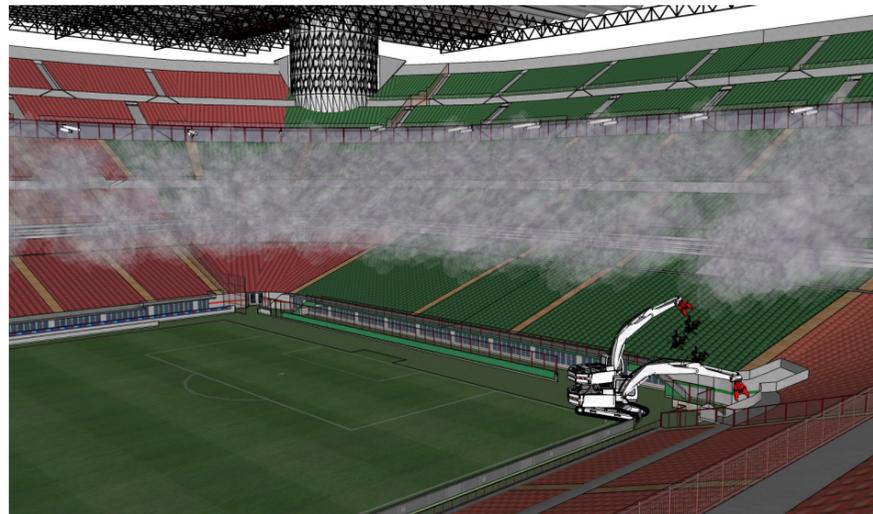


Fig. 03

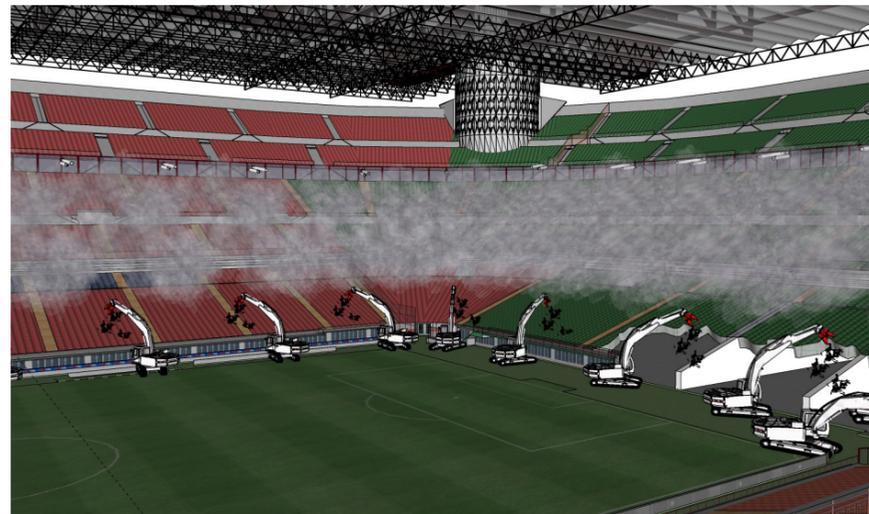


Fig. 05

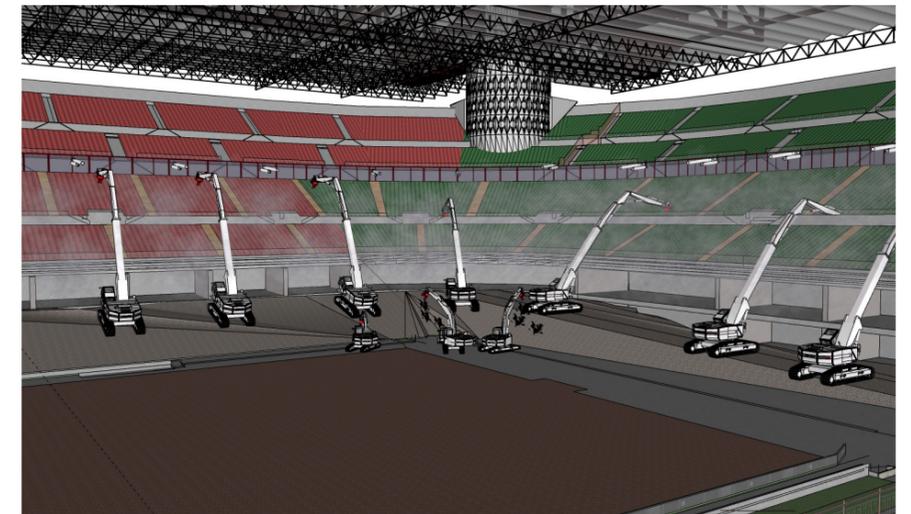


Fig. 07

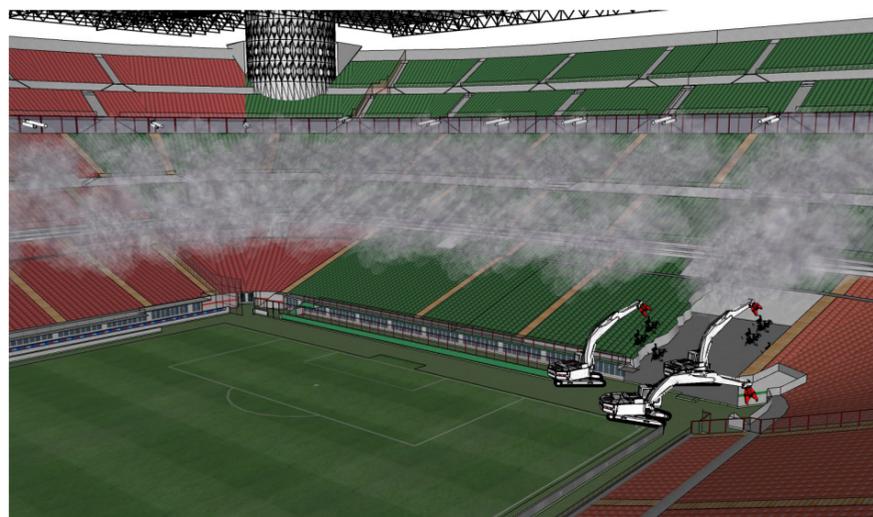


Fig. 04

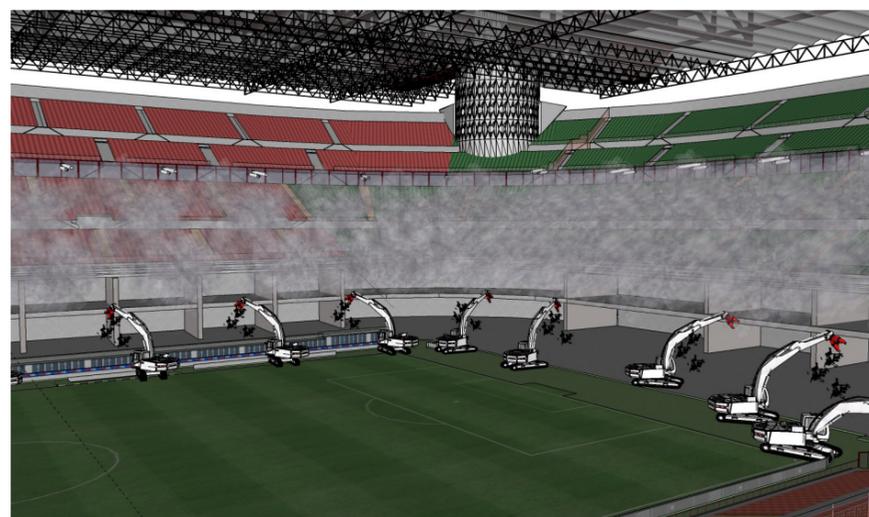


Fig. 06

6.4.6 DEMOLIZIONE SECONDO ANELLO

Una volta ridotto tutto il primo anello si **procederà** con l'aggressione del secondo (Fig. 8). Considerata la **diversa posizione rispetto alle** strutture del primo anello, la demolizione **dovrà essere** effettuata con macchina a braccio lungo di adeguato taglio. **Queste, saranno** inizialmente posizionate frontali, **e successivamente** ortogonali alle strutture portanti (Fig. 9).

La **demolizione del secondo anello sarà parziale e dovrà essere** eseguita fino a mantenere in essere circa il 30% delle strutture che sono **posizionate sul lato "Trotto"**. Per queste porzioni, al fine di **"ripulire"** al meglio le parti strutturali, verranno impiegati tagli a freddo al filo **diamantato tali da sezionare chirurgicamente quanto deve essere** preservato (Fig. 10)

Contestualmente a tale attività, a mano a mano che le saranno **liberate zone di lavoro all'interno della superficie del campo**, verrà implementata anche la fase di smontaggio delle zattere di copertura (tralicci secondari composti, che sostengono i cupolini), mediante **utilizzo di idonei mezzi** (Fig. 11-12-13)

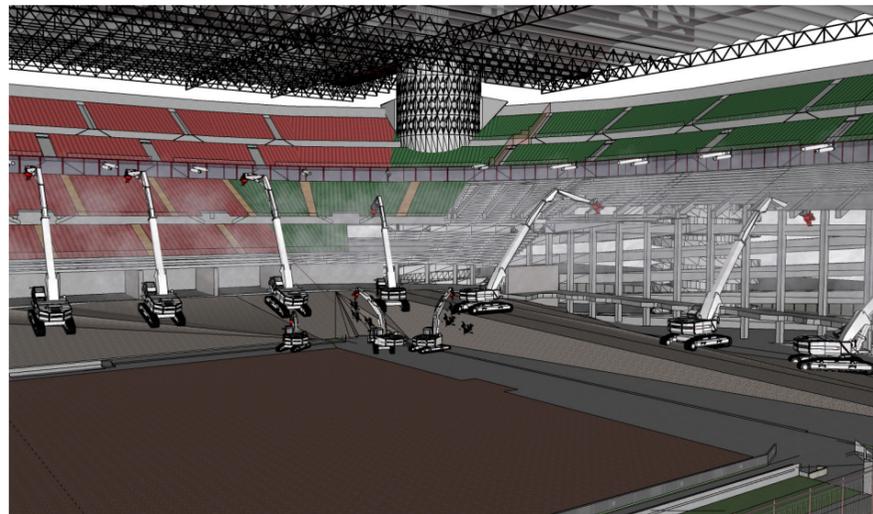


Fig. 08

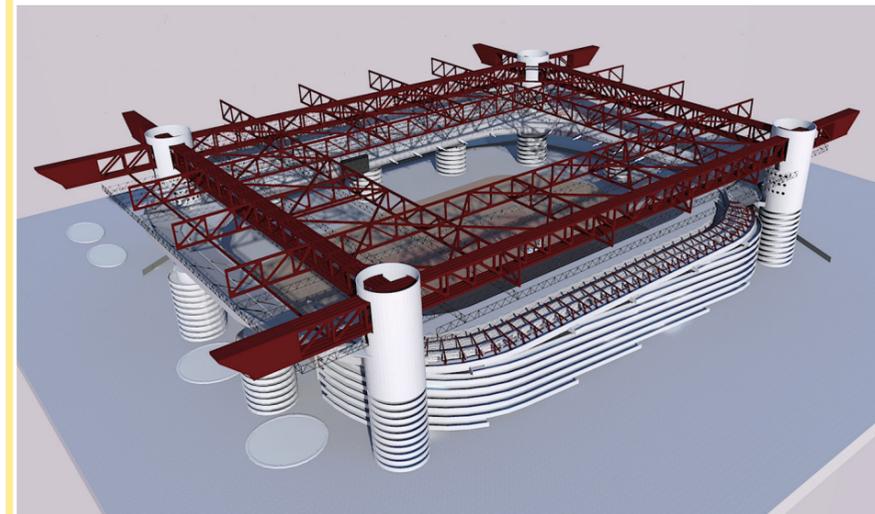


Fig. 10

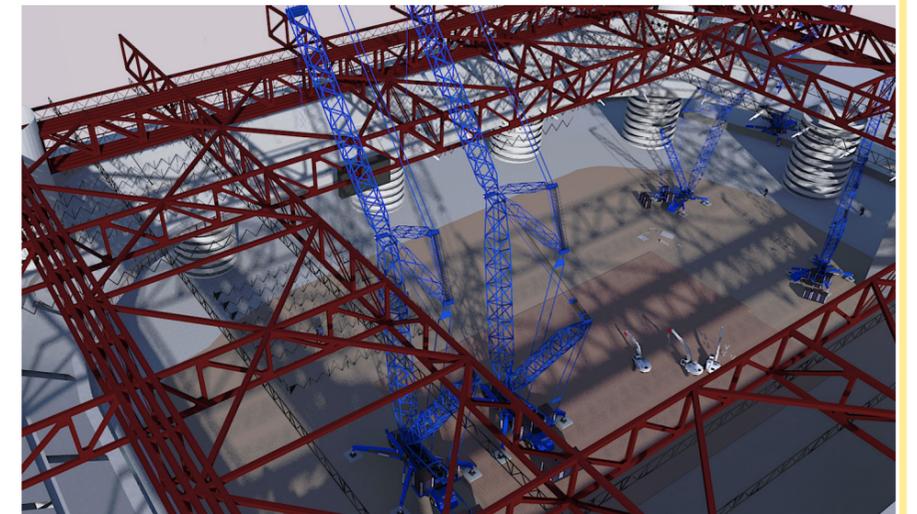


Fig. 12

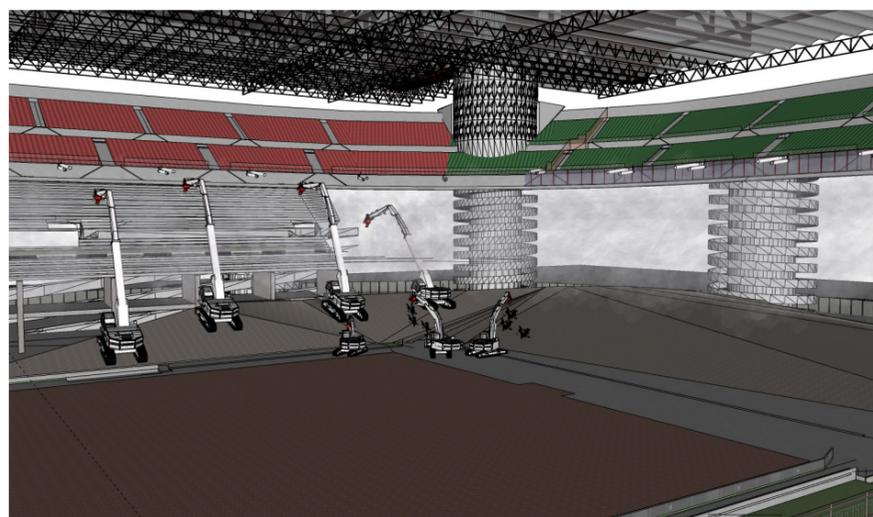


Fig. 09

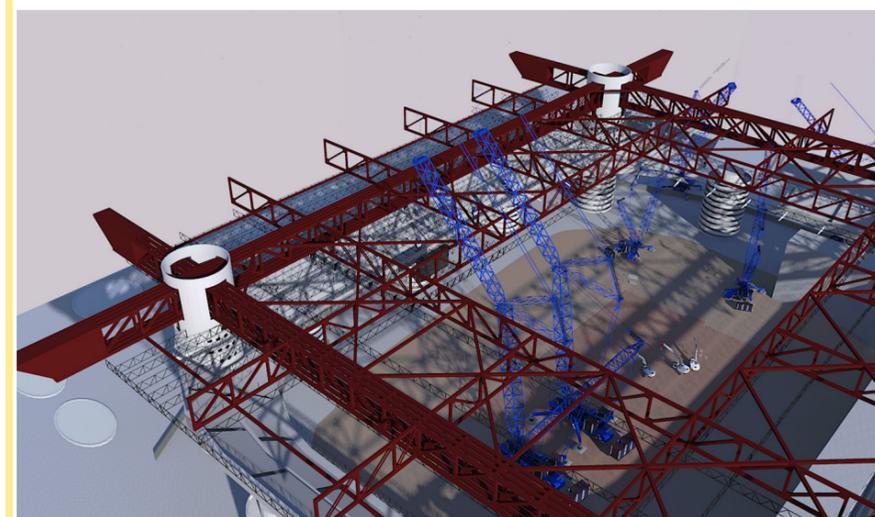


Fig. 11

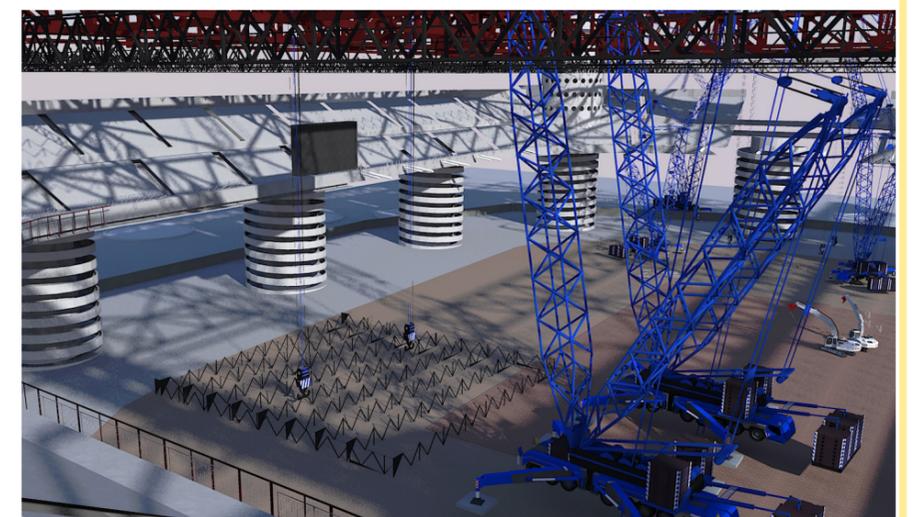


Fig. 13

6.4.7 DEMOLIZIONE TERZO ANELLO

Le strutture del terzo anello sono completamente separate da quelle del secondo e pertanto staticamente indipendenti. Come detto in precedenza, gli schemi strutturali con cui sono concepite sono essenzialmente:

- gradinate in semplice appoggio sulle mensole di supporto;
- tali mensole sono "ancorate" alle travi cassone su grande luce, tali travi monocellulari, la fine di superare la distanza tra le torri secondarie, sono precomprese con un sistema di cavi posizionati secondo un andamento parabolico;
- le travi sono in appoggio sulle torri.

E' stato fatto un calcolo del peso massimo della trave c.a.p. su luce 50 m che si avvicina al valore di 1600 ton. Nell'ipotesi di un eventuale smontaggio in blocco con un unico tiro di gru, considerate le attuali macchine a disposizione su un "normale" parco mezzi che renderebbero tale operazione abbastanza impattante in termini di costi generale, si è optato invece per una soluzione che sia un compromesso tra il tempo

impiegato e il peso dei pezzi da portare a terra: la scelta operativa quindi consiste nel ridurre le travi (molto pesanti in monoblocco) in pezzi minori, maggiormente gestibili da smontare mediante un maggiore e più disponibile numero di autogrù.

Di seguito si analizzano le varie fasi che completano la decostruzione del terzo anello.

a. MONTAGGIO INCASTELLATURE DI PUNTELLAZIONE E VARO AUTOGRÙ

Al fine di poter smontare le travi in pezzi di minor peso, si procede con l'installazione di incastellature metalliche da posizionare all'intradosso delle travi (quota circa 35 m). A terra verranno realizzati degli adeguati piani di appoggio, ad esempio mediante basamenti in cemento alleggerito con al di sopra dei lamieroni di adeguato spessore che possano ripartire uniformemente il carico trasmesso (Fig. 11). Lo scopo di tali opere provvisionali è quello di "spezzare" la luce libera delle travi e creare dei punti di appoggio intermedi.

b. SMONTAGGIO MENSOLE SU TRAVI A CASSONE

Contestualmente al posizionamento delle incastellature, verranno posizionate una serie di adeguate autogrù necessarie allo smontaggio delle gradinate e mensole del terzo anello (Fig. 14). Come detto in precedenza, le mensole sono vincolate alla trave cassone mediante e non fanno corpo unico strutturale con essa, in quanto non sono gettate in opera e legate al corpo della trave ma risultano vincolate mediante barre opportunamente strette. Quindi è possibile, una volta imbragate, portarle singolarmente a terra. Durante tale operazione si richiede la non indifferente accortezza di smontare le mensole in maniera bilanciata nei confronti della trave cassone. Infatti occorre mantenere la trave cassone il più possibile bilanciata e in configurazione di lavoro "a flessione", evitando che lo smontaggio sbilanciato delle mensole possa indurre coazioni di torsione non contemplate durante la progettazione originale. Tale aspetto verrà rispettato quanto più possibile, anche se, dalla teoria della Scienza delle Costruzioni, è nota la buona capacità dei profili monocellulari in sezione chiusa di resistere a stati torsionali parassiti.

La demolizione delle mensole superiori e inferiori del terzo anello porta la configurazione residua dello stadio a lasciare in essere le sole travi precomprese con la sovrastante copertura.

c. SMONTAGGIO TRAVI A CASSONE

A tal punto le travi, liberate da tutte le appendici isostatiche, risultano in appoggio sulle torri e sulle incastellature metalliche. Al fine di poter smontare i conci di trave, si procede mediante taglio al filo diamantato dell'intera sezione verticale della trave, taglio che verrà eseguito tramite opportuno sistema di carrucole e pulegge vincolate in un punto fisso dove possano scaricare la forza di avanzamento del filo (Fig. 16). Particolare cura verrà richiesta durante tale fase, soprattutto per due aspetti fondamentali:

- il primo è legato alla statica intrinseca della trave: essendo precompressa con cavi interni, durante l'avanzamento del taglio, i cavi vengono intercettati e quindi tagliati, perdendo di efficacia. Ciò significa che, la trave deve essere almeno in grado di autoportarsi al peso proprio sugli "n" appoggi (incastellature) che sono stati

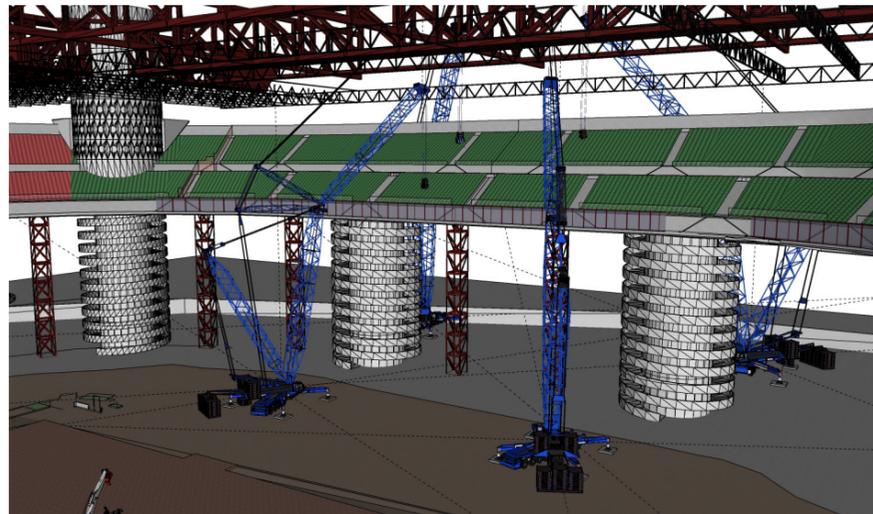


Fig. 14

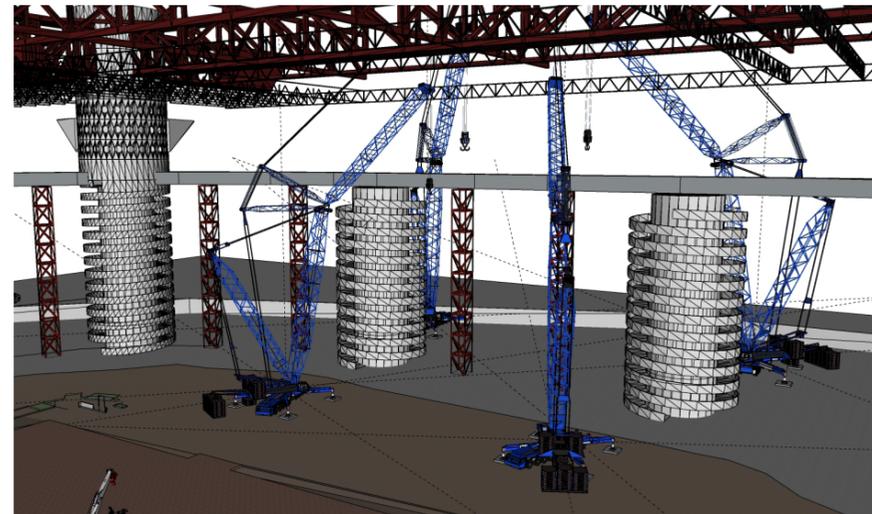


Fig. 16

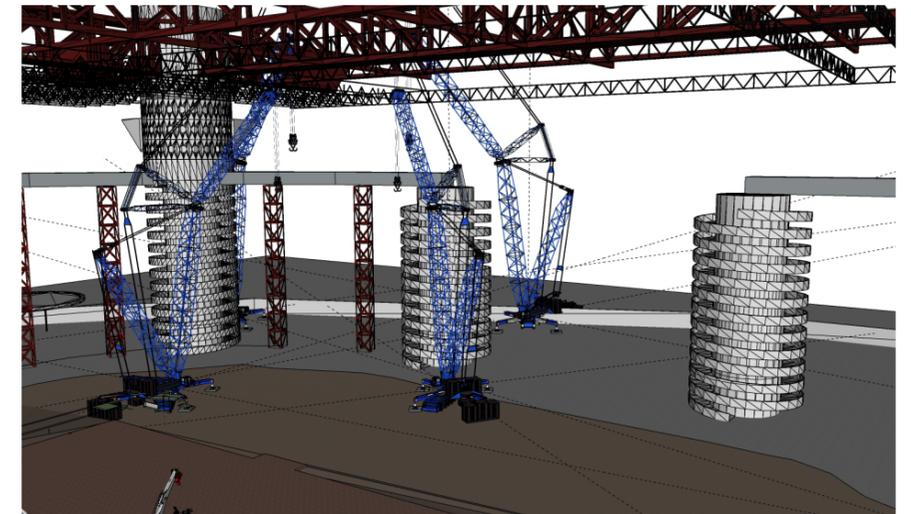


Fig. 18

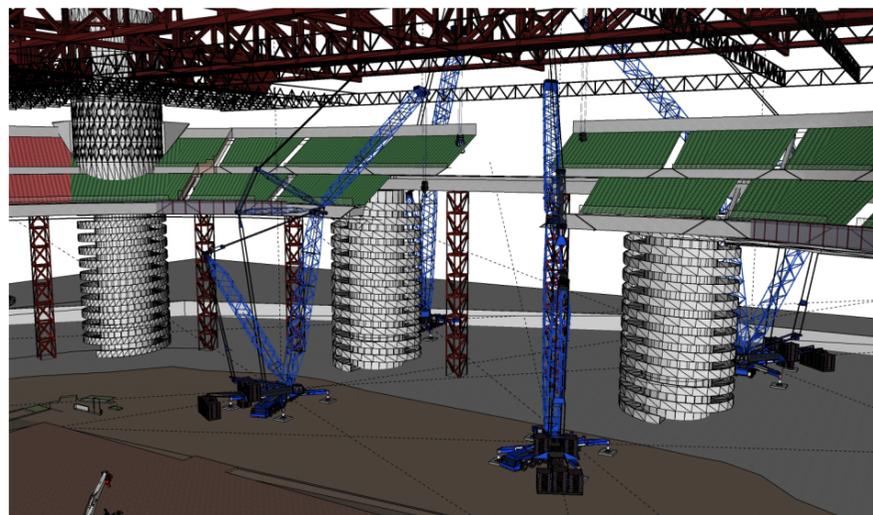


Fig. 15

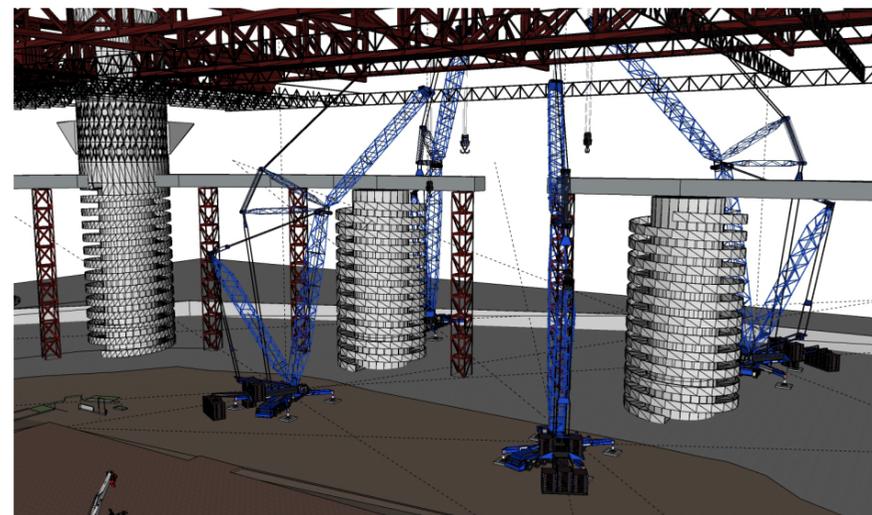


Fig. 17

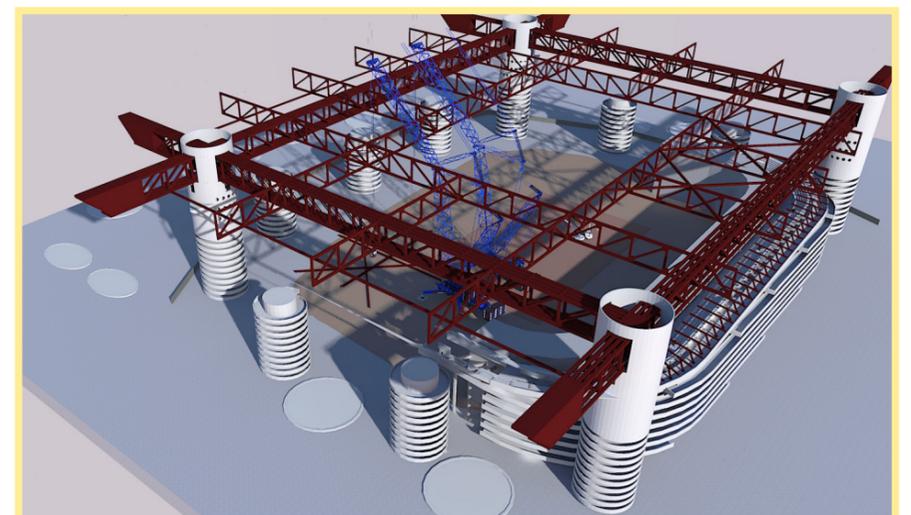


Fig. 19

preliminarmente posizionati. Tale aspetto, meramente strutturale, discrimina il numero di torrette metalliche che saranno necessarie a tale fase;

- il secondo è di carattere funzionale, ossia verrà eseguito un taglio nella direzione tale per cui l'eventuale deformazione del cono di trave non indica a "chiudere" il filo diamantato, in tal caso il taglio avanza con molta difficoltà ed è possibile incorrere in una rottura immediata del filo e in continui inceppamenti che creerebbero lungaggini e perdite di tempo.

Quindi, le autogrù, di adeguato taglio e portata, una volta imbragati, portano a terra i conchi di trave (Fig. 17-18) fino ad avere uno scenario finale con le sole torri in c.a. e la copertura metallica (Fig. 19).

6.4.8 DEMOLIZIONE TORRI SECONDARIE A SUPPORTO TRAVI A CASSONE

Le torri secondarie, a sezione circolare, verranno aggredite da terra mediante macchine escavatori a braccio lungo, equipaggiate con attrezzi frantumatori posizionati sulla sommità dei bracci. (Fig. 20). La geometria e la statica secondo cui sono state concepite rendono abbastanza semplice tale operazione: infatti sono a sezione circolare con delle eliche che evolvono attorno al nucleo centrale. La demolizione procederà con la frantumazione delle rampe elicoidali e la successiva aggressione al core centrale, procedendo dall'alto verso il basso.

Alla fine di quest'ultima operazione lo scenario risulterà essere quello in cui la sola copertura metallica è stabilmente in loco, in appoggio sulle 4 torri d'angolo che la mantengono in equilibrio (Fig. 21).

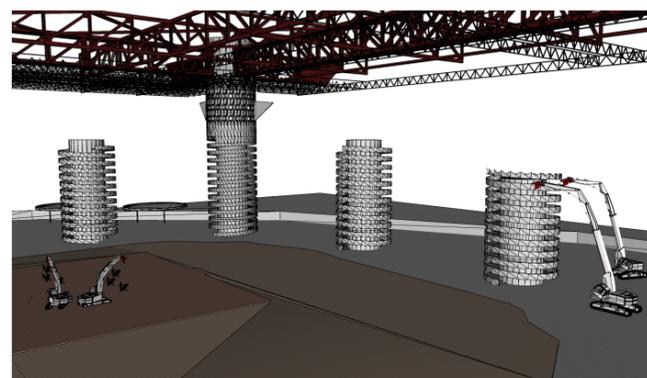


Fig. 20

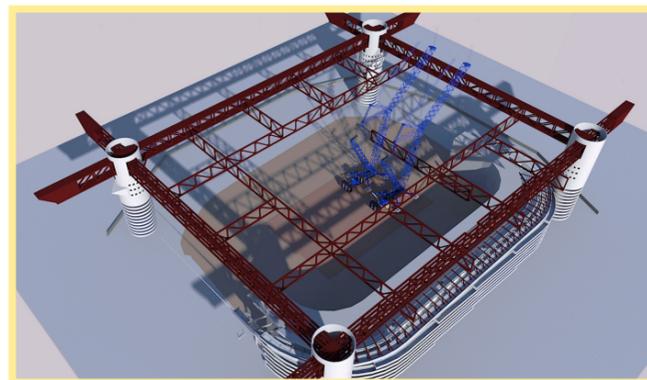


Fig. 21

6.4.9 DEMOLIZIONE COPERTURA METALLICA

La metodologia di demolizione della copertura metallica risulta vincolata all'esigenza di salvaguardare una parte del secondo anello e una delle quattro torri portanti (torre 11, angolo Sud-Est) e conduce ad una sequenza di demolizione mista, in cui cioè si combina da una parte il metodo classico di smontaggio e dall'altra l'utilizzo di un impianto idraulico di calata.

Si procederà pertanto:

- allo smontaggio in quota di tutte le travi terziarie e secondarie, ripercorrendo a ritroso lo schema di montaggio deciso dai Progettisti a suo tempo in fase di erection. Tale scenario porterà ad ottenere una configurazione della copertura in cui permangono in essere le sole travi di bordo primarie (fig. 22);
- allo smontaggio a terra delle zavorre (fig. 23) fino ad ottenere uno schema statico di equilibrio delle sole 4 travi perimetrali (fig. 24). Sempre in tale configurazione, verranno realizzate le due torri provvisorie di appoggio per le travature lato Nord e Sud, posizionate nel punto in cui resta in essere il secondo anello;
- al taglio a caldo in quota e allo smontaggio delle porzioni di travi in proiezione del secondo anello (fig. 25);
- alla calata diretta a terra della restante parte lato Ovest. Il manufatto verrà traslato dall'alto verso il basso da un opportuno sistema idraulico, preventivamente montato nel punto di appoggio delle travi maestre. Tale sistema consentirà l'abbassamento delle travature in un'unica soluzione. Durante la fase di calata, verranno demolite anche le porzioni delle tre torri di appoggio, sempre procedendo dall'alto verso il basso fino ad arrivare ad avere l'intero manufatto residuo ad una quota di circa 5-10 m compresa dall'intradosso trave a terra (fig. 26);
- alla fase di demolizione della porzione di travature che risultano in proiezione alla parte da preservare del secondo anello. Si procederà alla realizzazione di due torri provvisorie poste su lato "Trotto", sulle quali verrà fatta traslare la trave perimetrale, fino a farla uscire dall'interferenza verticale con il secondo anello (fig. 27-28-29);
- alla calata a terra e contestuale demolizione delle torri provvisorie e di quelle d'angolo, lasciando tuttavia in essere fino a quota circa 35 m la torre posta sull'angolo Sud-Est (fig. 31).

6.4.10 DEMOLIZIONE FONDAZIONI

Una volta completata la gestione dei manufatti fuori terra, si procederà con la demolizione delle fondazioni. A tal proposito, un adeguato numero di macchine verrà equipaggiato con un martellone al fine di "picchiare" i dadi di fondazione, le cui dimensioni e spessori sono ragguardevoli.

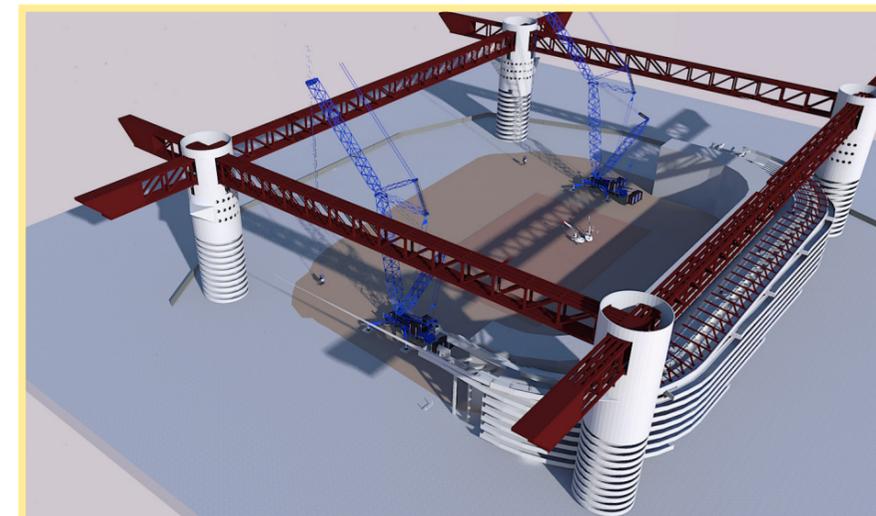


Fig. 22

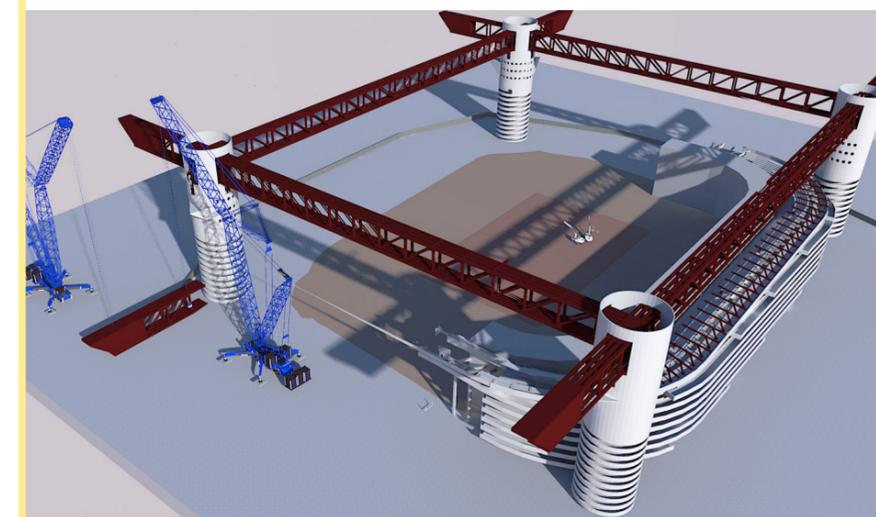


Fig. 23

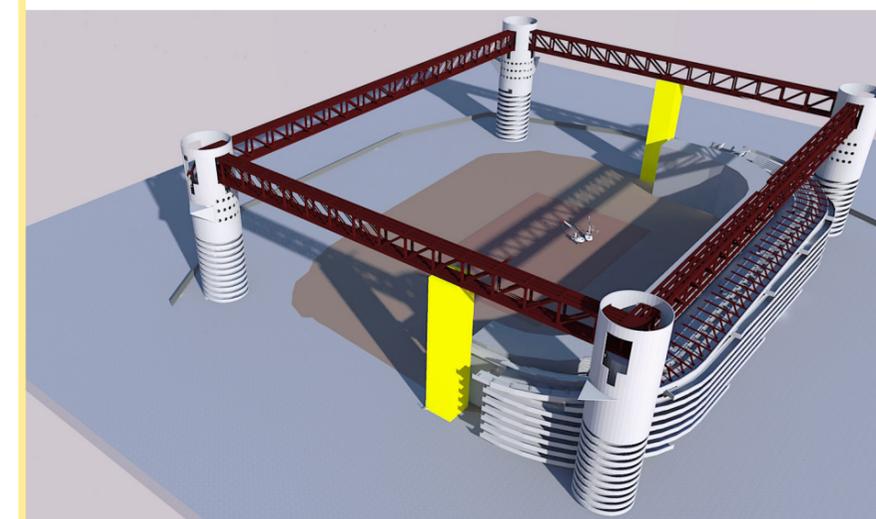


Fig. 24

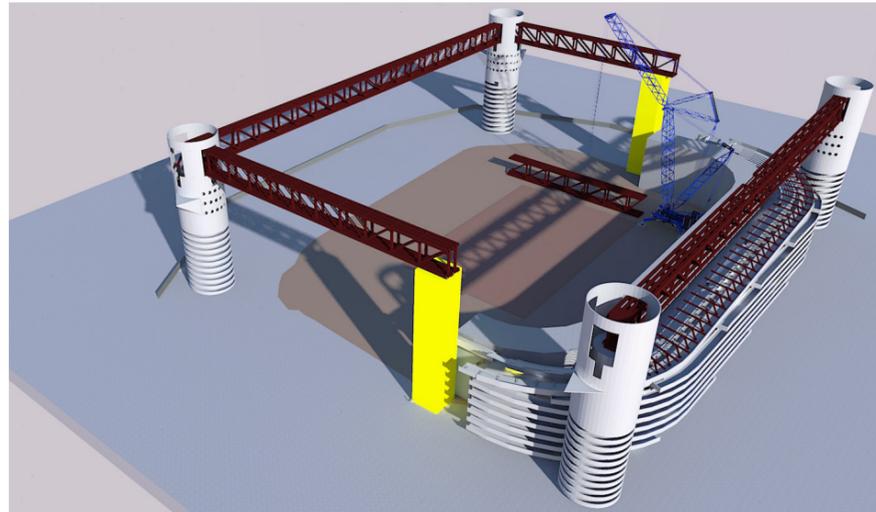


Fig. 25

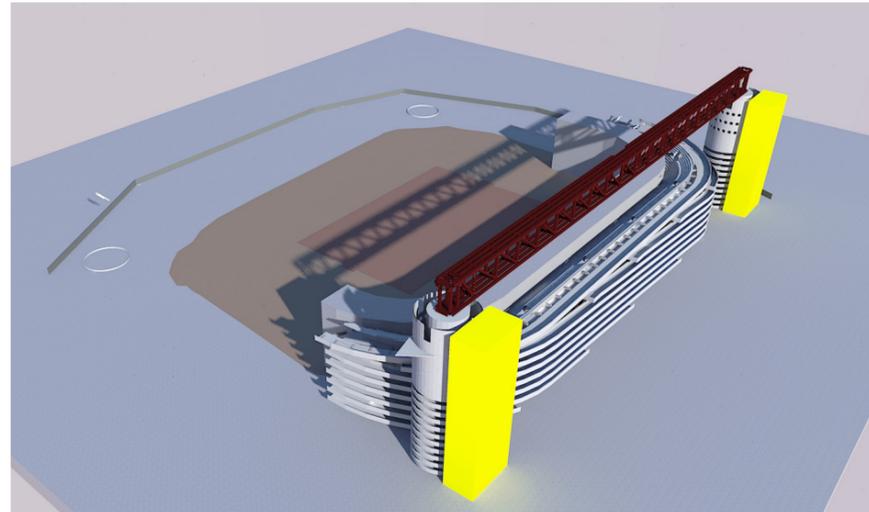


Fig. 28

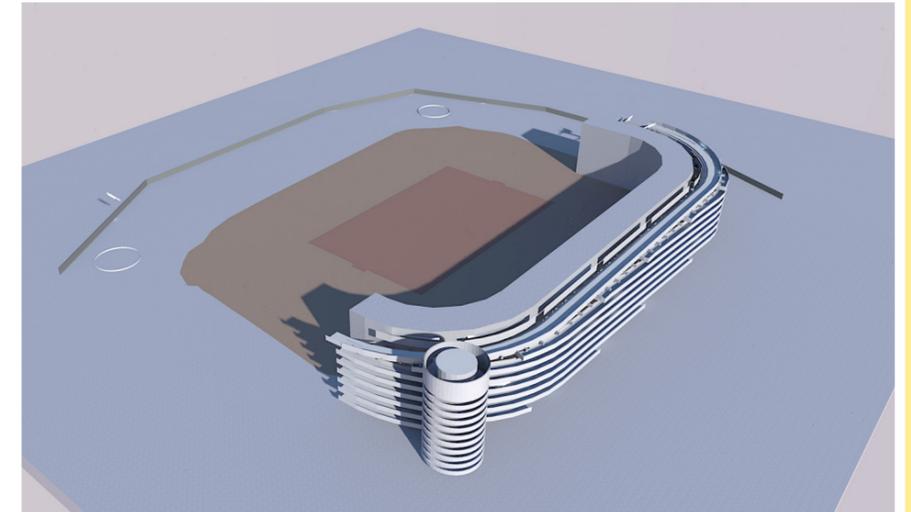


Fig. 31

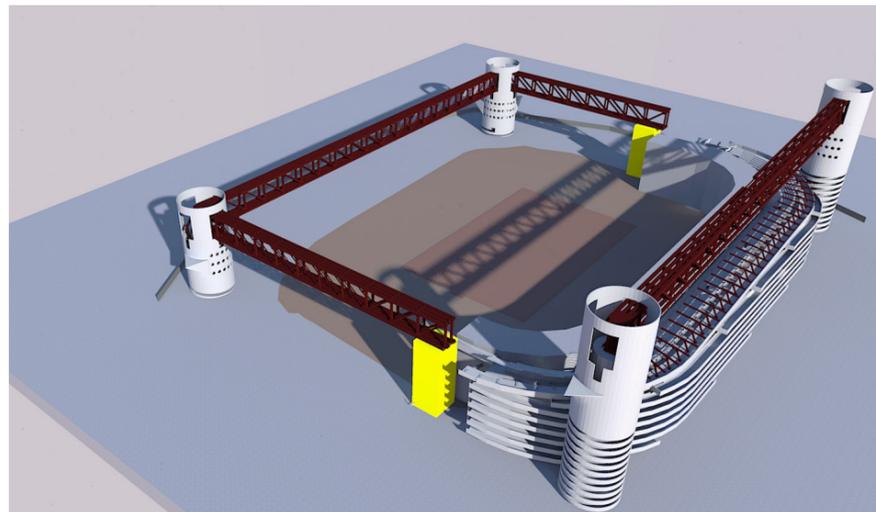


Fig. 26

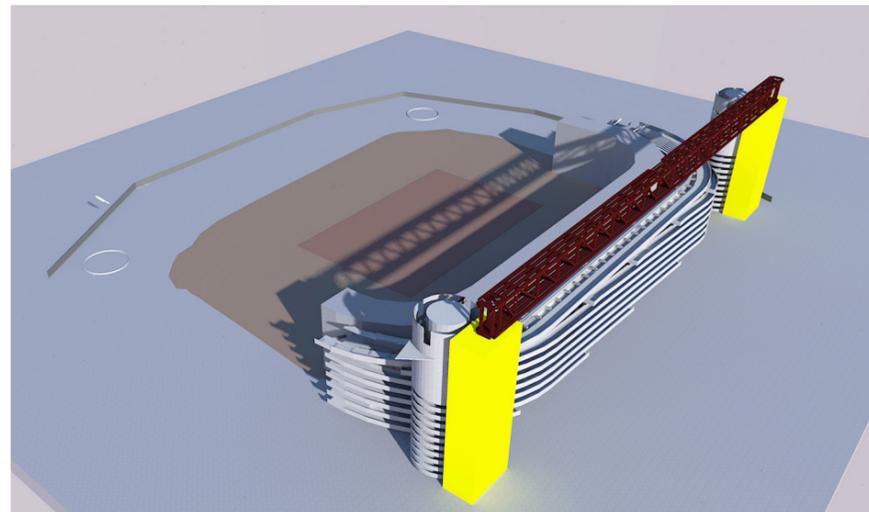


Fig. 29

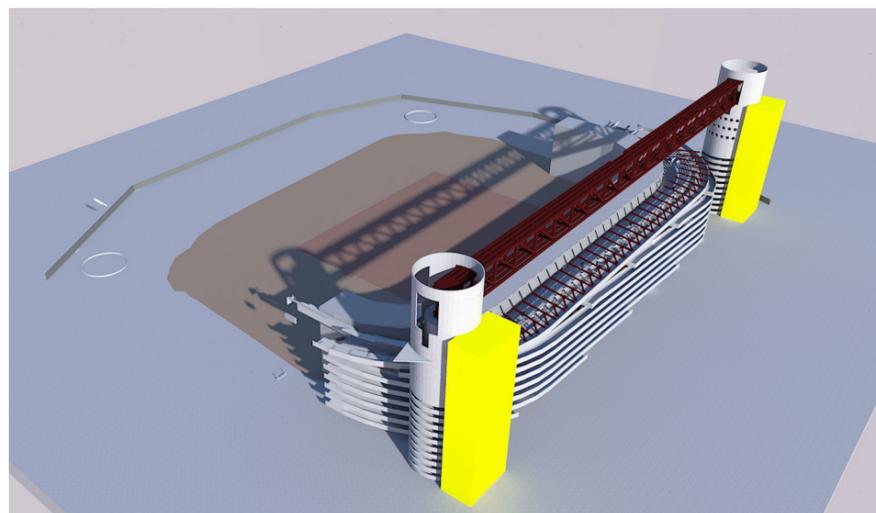


Fig. 27

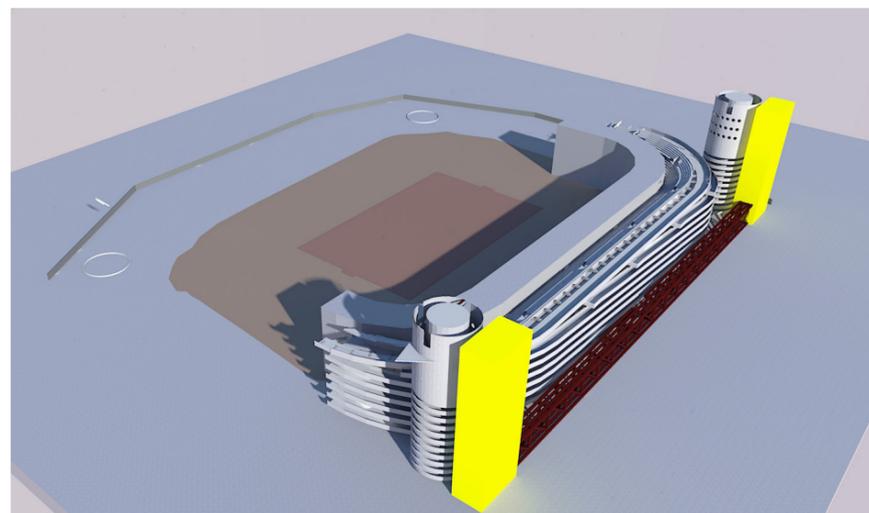


Fig. 30

6.4.11 IMPATTO VIABILISTICO INDOTTO DAI TRASPORTI

La gestione dei materiali di risulta è un tema fondamentale per quanto riguarda l'impatto viabilistico che si ripercuote sull'ordinaria viabilità nell'intorno dello stadio di San Siro.

Considerati i volumi in gioco, sia legati alla riduzione volumetrica del calcestruzzo sia a quella del ferro (derivante dalle armature presenti nel c.a. e della copertura metallica), si capisce come tale aspetto non possa essere sottovalutato.

Da una stima derivata dall'analisi dei disegni costruttivi, i quantitativi in gioco sono i seguenti:

- stima metri cubi di cls (pieno x pieno): circa 125.000 m³;
- stima dei quantitativi di ferro derivanti dalle armature: ipotizzando un'incidenza media uniforme pari a 70 kg/m³ di cls, il valore stimato è pari a circa 8.800 ton;
- stima dei quantitativi di ferro derivanti dalla copertura metallica: circa 20.000 ton.

Supponendo quindi di operare i trasporti con mezzi tali da avere capacità di carico pari a 30.000 kg, è possibile fare la seguente stima del numero di viaggi necessari a gestire l'intero materiale di risulta inerte. Infatti, il valore della cubatura finale post riduzione volumetrica mediante escavatore (senza pensare di ridurre ulteriormente il materiale con il frantoio) è pari a circa 180.000 m³. Il peso totale della maceria rimane chiaramente invariato, aumenta la quantità di volume a causa dei vuoti che si creano all'interno del generico cumulo di macerie. Il peso di un metro cubo di materiale frantumato è compreso tra 1700-1800 kg, per cui, per saturare la capacità di portata di un camion, servono circa dai 16 ai 17 m³ di macerie. Ne risulta un numero totale di viaggi di trasporto richiesti compreso tra 10.500 e 11.300.

L'uscita dei mezzi dal cantiere dovrà essere modulata in modo da risultare compatibile con le infrastrutture viabilistiche che collegheranno il cantiere ai centri di conferimento, che verranno individuati prima dei lavori. L'impatto sul traffico dovrà essere preventivamente verificato e calibrato, attuando tutte le misure di compensazione necessarie a fluidificare i percorsi.



6.5

STRUTTURA COMPARTO PLURIVALENTE:
UFFICI EST



6.5.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Numero totale di livelli: **32** di cui 2 interrati
 - 1 piano terra
 - 29** fuori terra
- Area di piano: **1200** mq
- Altezza tipologica di interpiano: 5 m
- Altezza massima: **152** m
- Sistema latero-resistente: core baricentrico
- Maglia strutturale: 9m x 8m
- Destinazione d'uso: uffici

6.5.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli impalcati e C60/75 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti).

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S355 UNI EN 10025-2.

6.5.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato, il quale possiede peso per unità di volume pari a 25 kN/mc.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

- Uffici:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Partizioni 1.20 kN/mq
 - Totale G2 = 3.20 kN/mq**
- Parcheggi:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 2.50 kN/mq**
- Locali tecnici e magazzini:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 2.50 kN/mq**
- Lobby e spazi pubblici:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Pavimentazione 2.50 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 5.00 kN/mq**
- Scale e sbarchi:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Totale G2 = 2.00 kN/mq**

Ad esso si aggiunge perimetralmente il peso della facciata, ipotizzato pari a 0.75 kN/ m2.

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

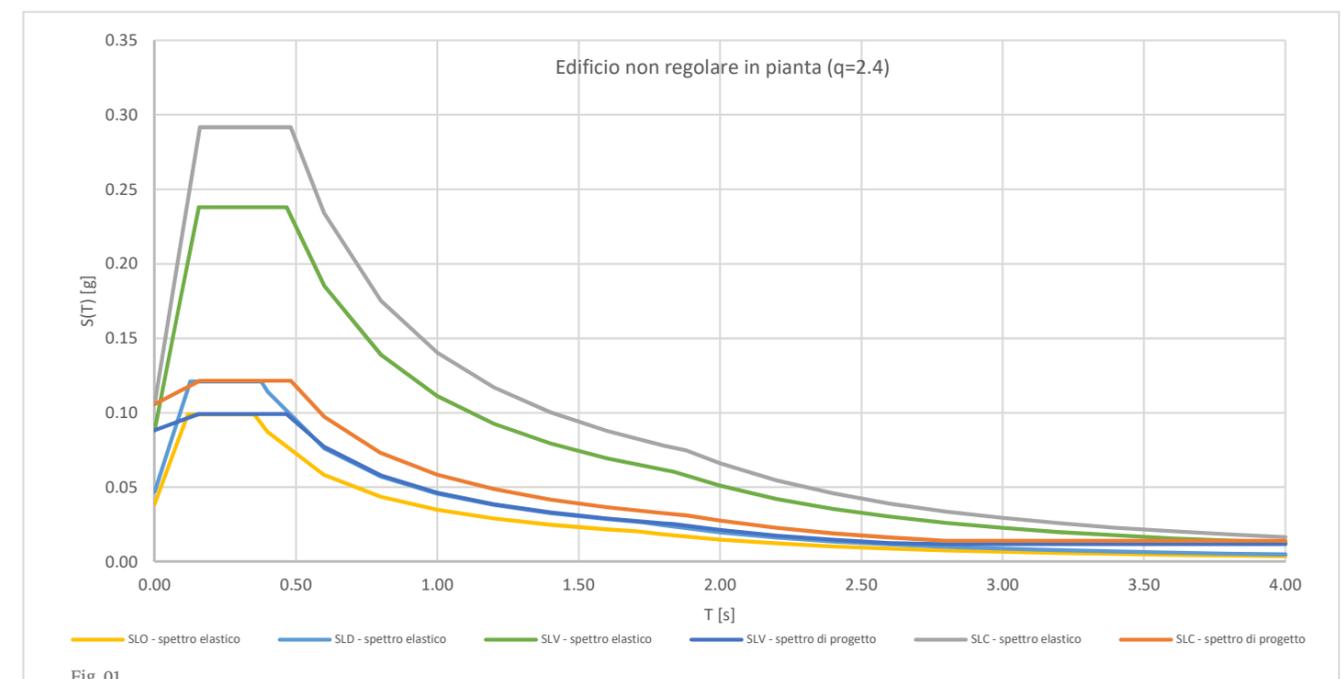
- Uffici: Cat. B2 Q = 3.00 kN/mq
- Parcheggi: Cat. G Q = 2.50 kN/mq
- Locali tecnici e magazzini: Cat. E1 Q = 6.00 kN/mq
- Lobby e spazi pubblici: Cat. C3 Q = 5.00 kN/mq
- Scale e sbarchi Cat. B-scale Q = 4.00 kN/mq

6.5.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso II: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento: $V_R = 100$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.



6.5.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore. Per questo motivo le piastre alleggerite rappresentano un efficace compromesso tra rigidità e leggerezza e sono particolarmente adatte a luci medio-grandi. Infatti, grazie ai vuoti all'interno della piastra si possono raggiungere elevate altezze utili mantenendo però il peso proprio molto al di sotto di quello che avrebbe una soletta piena di pari altezza utile e senza penalizzare la rigidità della struttura. Questa riduzione del peso proprio delle strutture orizzontali è vantaggiosa nel progetto sismico per la conseguente riduzione delle masse degli impalcati. Gli orizzontamenti devono anche avere rigidità membranale tale da trasferire i carichi orizzontali sugli elementi di controvento.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri e setti in calcestruzzo; questi ultimi, corrispondenti ai vani scale ed ascensori, verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua con pali riduttori di cedimento. Per approfondimenti si guardi la relazione di inquadramento geotecnico.

L'edificio UFFICI EST, unitamente alla porzione di interrato ad esso sottostante e il relativo sistema fondazionale, costituiscono un complesso edilizio strutturalmente isolato rispetto ai comparti adiacenti. Per tale soluzione, necessaria per limitare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali, si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

6.5.6 PREDIMENSIONAMENTO

In Fig. 02 si mostra la struttura ad oggi ipotizzata. Le elevazioni sono costituite da pilastri con maglia tipica 8m x 9m e 1 nuclei di controvento in corrispondenza dei corpi scala e ascensori, posto in centro del corpo di fabbrica. Si ipotizza l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 sia per gli orizzontamenti e C60/75 per gli elementi verticali.

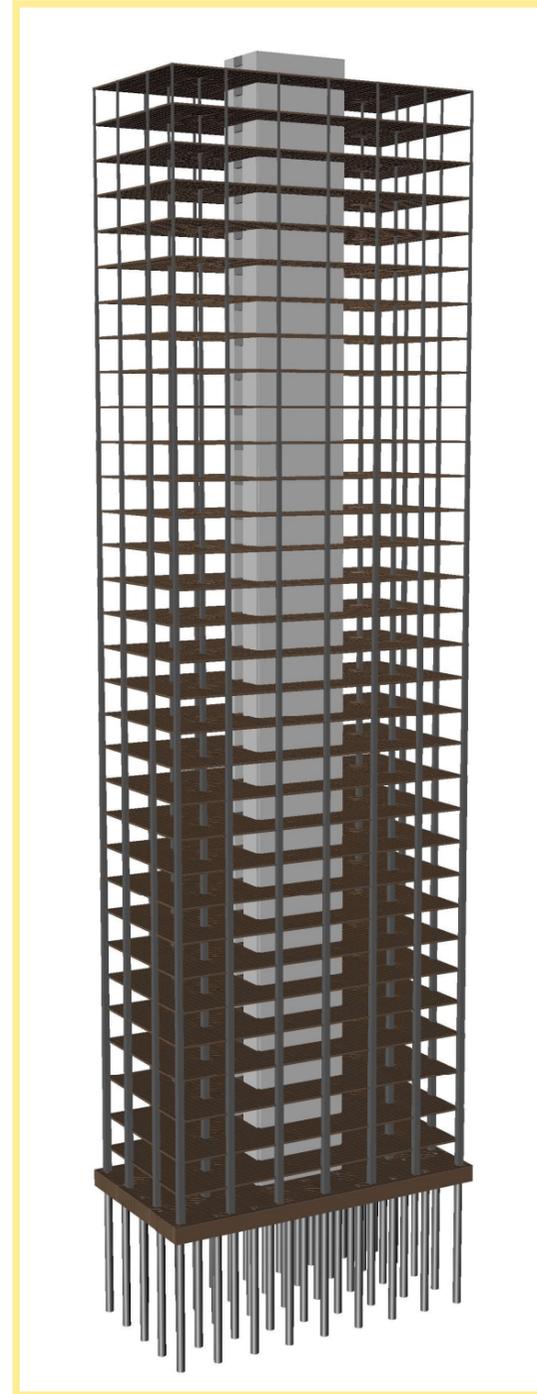


Fig. 02-b

Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 30 cm. I carichi gravitazionali del piano tipologico portano alla necessità di avere una maglia d'armatura di area 12 cm²/m circa in entrambe le direzioni. In corrispondenza degli appoggi il solaio sarà in getto pieno con infittimenti locali di armatura longitudinale ed eventuale armatura trasversale per evitare il fenomeno del punzonamento.



Fig. 03

I carichi agenti e la maglia base portano alla necessità di avere una sezione dei pilastri in fondazione di sezione quadrata di lato 1m e rapporto geometrico di armatura pari a 3% circa.

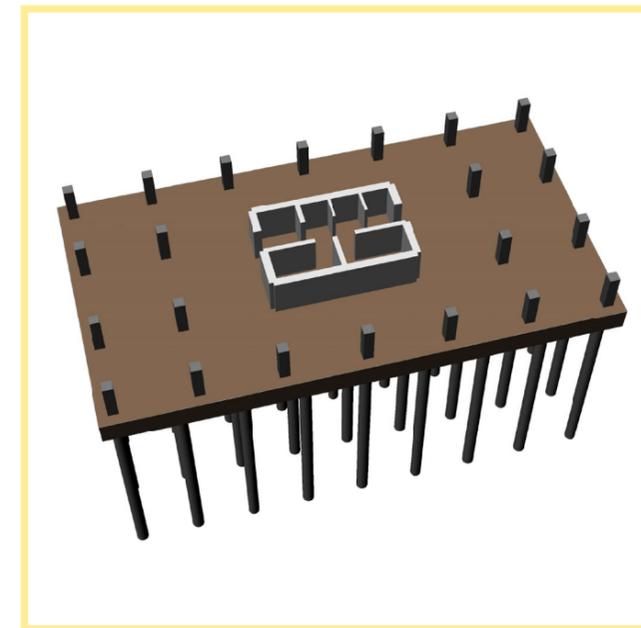


Fig. 04

I nuclei di calcestruzzo presentano dimensione in pianta di circa 13% della superficie di piano. Le pareti avranno spessore in fondazione pari a 80cm e rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 2.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.2% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. Saranno inoltre presenti pali di diametro 1.5m, maglia 6m x 5m e lunghi 30m ai quali è affidato il compito di ridurre i cedimenti attesi. La capacità portante rimane affidata alla platea in C.A. Per approfondimenti fare riferimento alla relazione di inquadramento geotecnico.

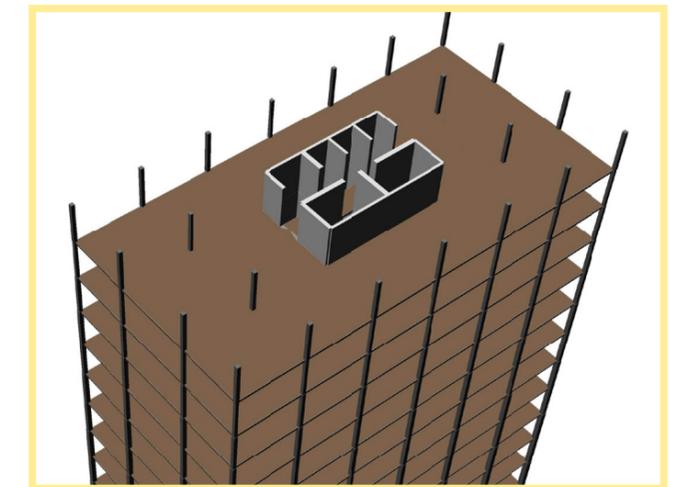


Fig. 02-a



6.6

STRUTTURA COMPARTO PLURIVALENTE:
COMPLESSO ALBERGHIERO E CENTRO CONGRESSI

CEAS
ADVISOR TO BUILD THE FUTURE

6.6.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

Complesso Alberghiero

- Numero totale di livelli: **17** di cui 2 interrati
 - 1 piano terra
 - 14** fuori terra
- Area di piano: **1200 mq**
- Altezza tipologica di interpiano: **5m**
- Altezza massima: **77m**
- Posizione del nucleo: baricentrica
- Maglia strutturale: **9m x 8m**
- Destinazione d'uso: alberghiero

Centro Congressi e Intrattenimento

- Numero totale di livelli: **4** di cui 2 interrati
 - 1** piano terra
 - 1** fuori terra
- Area di piano: **4154 mq**
- Altezza di interpiano: **6m**
- Altezza massima: 12 m
- Sistema latero-resistente: pareti di taglio
- Maglia strutturale: 9m x 9m (Intratt. e parcheggi)
travature reticolari l=40m (Centro Congressi)
- Destinazione d'uso: centro congressi

6.6.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli impalcati e C60/75 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti).

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S355 UNI EN 10025-2.

6.6.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato e carpenteria metallica, i quali possiedono peso per unità di volume pari a 25 kN/mc e 78.5 kN/mc rispettivamente.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

- Complesso alberghiero:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Partizioni 1.20 kN/mq
 - Totale G2 = 3.20 kN/mq**
- Parcheggi:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 2.50 kN/mq**
- Locali tecnici e magazzini:
 - Massetto e Finiture 2.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 2.50 kN/mq**
- Lobby e spazi pubblici:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Pavimentazione 2.50 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 5.00 kN/mq**
- Centro congressi:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Pavimentazione 2.50 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 5.00 kN/mq**
- Intrattenimento:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Pavimentazione 2.50 kN/mq
 - Partizioni 1.20 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 6.20 kN/mq**
- Tetto verde:
 - Massetto e isolante 3.00 kN/mq
 - Terreno e finitura 5.00 kN/mq
 - Impianti appesi 0.50 kN/mq
 - Totale G2 = 8.50 kN/mq**
- Scale e sbarchi:
 - Massetto 2.00 kN/mq
 - Totale G2 = 2.00 kN/mq**

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

- Complesso alberghiero: Cat. A1 Q = 2.00 kN/mq
- Parcheggi (mezzi pesanti): Cat. G Q = 10.00 kN/mq
- Locali tecnici e magazzini: Cat. E1 Q = 6.00 kN/mq
- Lobby e spazi pubblici: Cat. C3 Q = 5.00 kN/mq
- Centro congressi: Cat. C2 Q = 4.00 kN/mq
- Intrattenimento: Cat. C4 Q = 5.00 kN/mq
- Tetto verde: Cat. C3 Q = 5.00 kN/mq
- Scale e sbarchi: Cat. B-scale Q = 4.00 kN/mq

6.6.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

a. COMPLESSO ALBERGHIERO

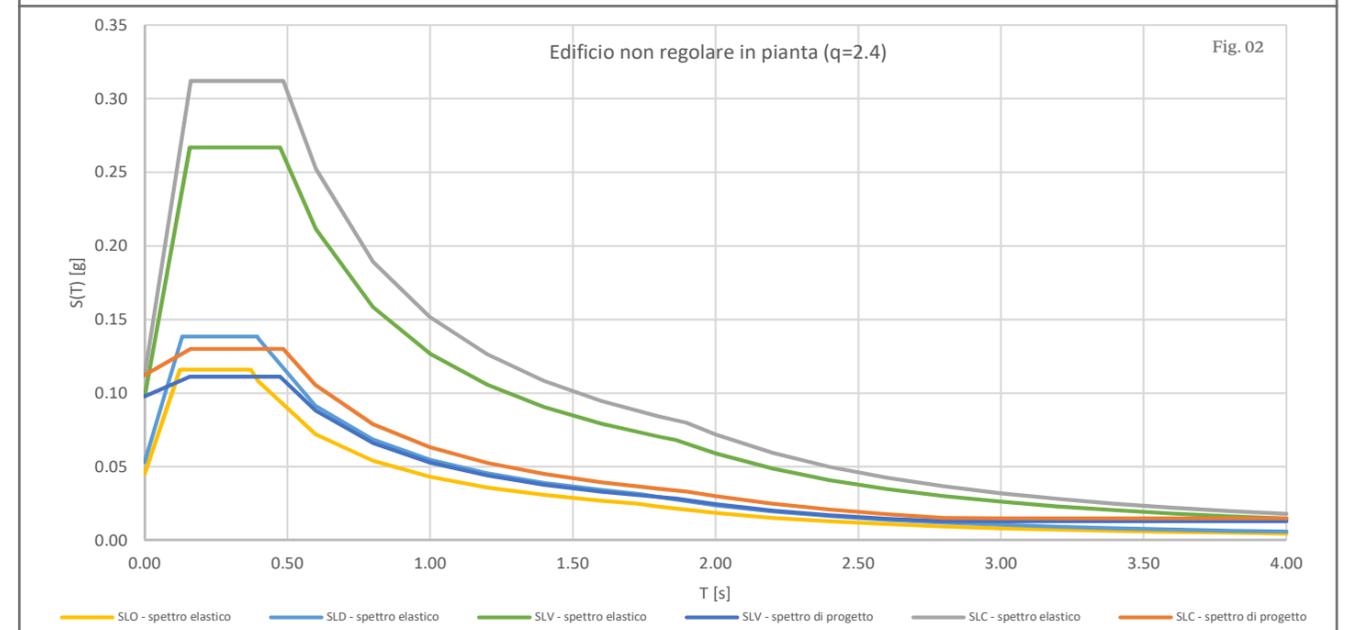
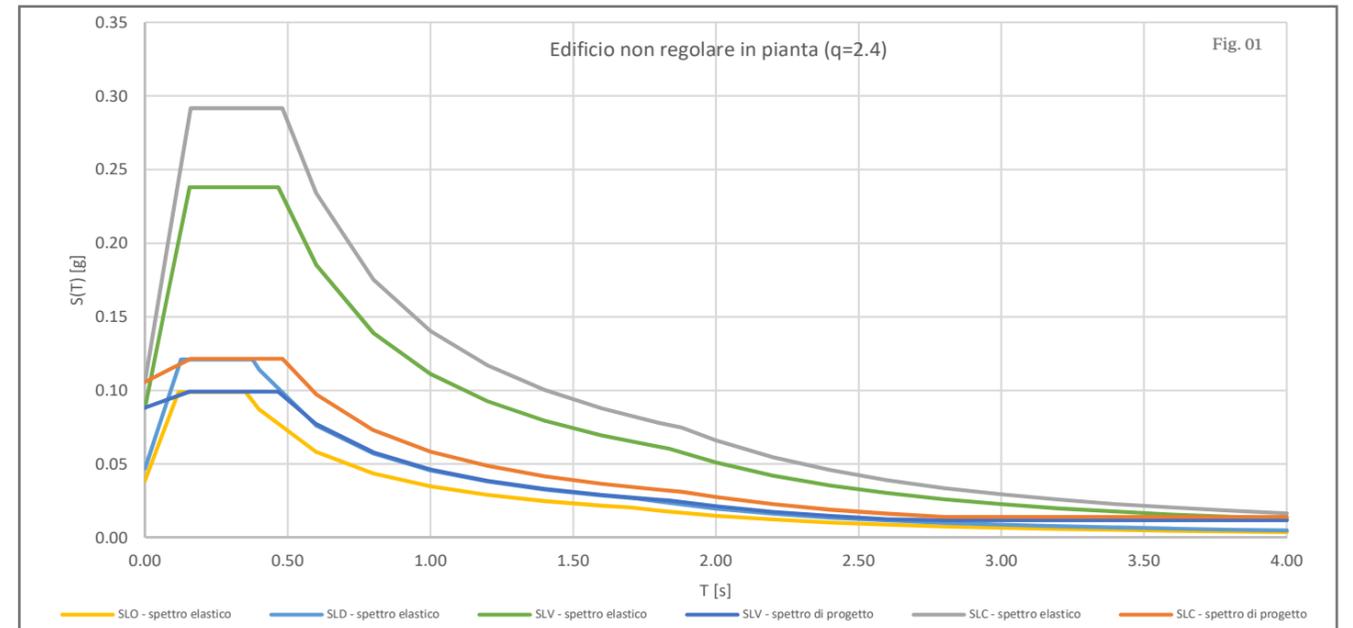
- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso II: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento: $V_R = 100$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

b. CENTRO CONGRESSI

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso III: $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.

In Fig. 02 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.



6.6.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

a. COMPLESSO ALBERGHIERO

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore. Per questo motivo le piastre alleggerite rappresentano un efficace compromesso tra rigidità e leggerezza e sono particolarmente adatte a luci medio-grandi. Infatti, grazie ai vuoti all'interno della piastra si possono raggiungere elevate altezze utili mantenendo però il peso pro-prio molto al di sotto di quello che avrebbe una soletta piena di pari altezza utile e senza penalizzare la rigidità della struttura. Questa riduzione del peso proprio delle strutture orizzontali è vantaggiosa nel progetto sismico per la conseguente riduzione delle masse degli impalcati. Gli orizzontamenti devono anche avere rigidità membranale tale da trasferire i carichi orizzontali sugli elementi di controvento.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri e setti in calcestruzzo; questi ultimi, corrispondenti ai vani scale ed ascensori, verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua con pali riduttori di cedimento. Per approfondimenti si guardi la relazione di inquadramento geotecnico.

IL COMPLESSO ALBERGHIERO, unitamente alla porzione di interrato ad esso sottostante e il relativo sistema fondazionale, costituiscono un complesso edilizio strutturalmente isolato rispetto ai comparti adiacenti, tra cui il centro congressi. Per tale soluzione, necessaria per limitare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali, si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

b. CENTRO CONGRESSI

Si prevede la presenza di un'ampia sala principale con luci di 40m. Una delle soluzioni progettuali più efficienti per coprire grandi luci consiste nel ricorrere alle travature reticolari in acciaio. Tali elementi in carpenteria metallica poggeranno sui pilastri in CA perimetrali alla sala e sono collegate tramite orditura secondaria sempre in carpenteria metallica sulla quale si imposta lamiera grecata più getto di completamento in calcestruzzo armato, a cui è affidata la solidarizzazione dell'impalcato e il trasferimento delle azioni orizzontali agli elementi controventanti, agendo come piano rigido.

Le strutture restanti saranno in CA. Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri e setti in calcestruzzo gettato in opera; questi ultimi verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma, disposti nelle 2 direzioni.

I piani interrati, ad uso parcheggi, sono completamente in calcestruzzo armato gettato in opera, coerentemente con i corpi di fabbrica adiacenti. Le strutture di impalcato sono dunque solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta ed alleggerimenti.

Il sistema sismo-resistente è realizzato con pareti di taglio in calcestruzzo armato gettato in opera e disposte in modo tale da non interferire con le funzioni interne.

IL CENTRO CONGRESSI, unitamente alla porzione di interrato ad esso sottostante e il relativo sistema fondazionale, costituiscono un complesso edilizio strutturalmente isolato rispetto ai comparti adiacenti, tra cui il centro congressi. Per tale soluzione, necessaria per limitare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali, si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

6.6.6 PREDIMENSIONAMENTO

In Fig. 03 si mostra la struttura ad oggi ipotizzata e precedentemente descritta. I 2 corpi di fabbrica sono separati da un giunto strutturale.

a. COMPLESSO ALBERGHIERO

Le elevazioni sono costituite da pilastri con maglia tipica 9m x 8m e 1 nucleo di controvento in corrispondenza dei corpi scala e ascensori, posto in centro del corpo di fabbrica. Si ipotizza l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 sia per gli orizzontamenti e sia per gli elementi verticali.

Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 30 cm (Fig. 04). I carichi gravitazionali del piano tipologico portano alla necessità di avere una maglia d'armatura di area 12 cm²/m circa in entrambe le direzioni. In corrispondenza degli appoggi il solaio sarà in getto pieno con infittimenti locali di armatura longitudinale ed eventuale armatura trasversale per evitare il fenomeno del punzonamento.

I carichi agenti e la maglia base portano alla necessità di avere una

sezione dei pilastri in fondazione di sezione quadrata di lato 90cm e rapporto geometrico di armatura pari a 3% circa (Fig. 05).

I nuclei di calcestruzzo presentano dimensione in pianta di circa 13% della superficie di piano. Le pareti avranno spessore in fondazione pari a 70cm e rapporto geometrico di armatura pari a 1.5% circa.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.12% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. Saranno inoltre presenti pali di diametro 1.2m posti ad interasse di 6m e lunghi 30m ai quali è affidato il compito di ridurre i cedimenti attesi. La capacità portante rimane affidata alla platea in C.A. Per approfondimenti fare riferimento alla relazione di inquadramento geotecnico.

b. CENTRO CONGRESSI

La struttura di copertura della sala principale del CENTRO CONGRESSI è realizzata tramite travature reticolari in carpenteria metallica. In particolare, si ipotizza l'utilizzo di travature di tipo Pratt, nei quali le diagonali sono discendenti e convergono verso la mezzera. Tale tipologia risulta la più vantaggiosa dal punto di vista strutturale in quanto presenta diagonali sempre tesi e montanti sempre compressi e, dal momento che questi ultimi hanno lunghezza inferiore rispetto ai diagonali, sono meno soggetti ad instabilità. Ciò conduce a un'ottimizzazione strutturale delle travature reticolari.

Nell'ipotesi di travature reticolari con altezza di calcolo di 3m e interasse 9m, sono necessari correnti di sezione pari almeno a 250cm² (nell'ipotesi in cui $\sigma = 0.5$). Le elevazioni a sostegno delle travi reticolari sono costituite da pilastri in C.A. di lato 60cm e rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa. Gli impalcati sono realizzati in carpenteria metallica con orditura principale su cui poggia lamiera grecata con getto di completamento in calcestruzzo, al quale è affidato il compito di solidarizzare la copertura della sala principale al resto del centro congressi.

Per le restanti strutture, si è ipotizzata maglia base dei pilastri 9m x 8m. Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 30 cm. I carichi gravitazionali del piano tipologico portano alla necessità di avere una maglia d'armatura di area 12 cm²/m circa in entrambe le direzioni. In corrispondenza degli appoggi il solaio sarà in getto pieno con infittimenti locali di armatura longitudinale ed eventuale armatura trasversale per evitare il fenomeno del punzonamento.

I carichi agenti e la maglia tipologica dei pilastri portano alla necessità di avere una sezione dei pilastri in fondazione di area 0.4 mq, utilizzando un rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa.

Per il dimensionamento delle pareti si è fatto uso dell'analisi statica equivalente, andando ad individuare il numero minimo di pareti necessarie a opporsi all'azione sismica di progetto. In accordo con la normativa vigente, l'azione sismica agente è stata individuata in funzione del periodo proprio della struttura stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 0.075 H^{3/4} \text{ con } H \text{ espresso in metri.}$$

Si considerano pareti di spessore 50cm e lunghezza 900cm con rapporto geometrico di armatura pari a 2% in corrispondenza delle teste delle pareti (pari a 20% della lunghezza totale, da entrambi i lati). Tali assunzioni portano alla necessità di avere almeno 3 pareti in ognuna delle due direzioni principali. I setti possono essere parti di nuclei scatolari o singole pareti di taglio e devono essere distribuite in maniera quanto più possibile regolare ed uniforme all'interno del fabbricato.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.15% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento.



Fig. 04

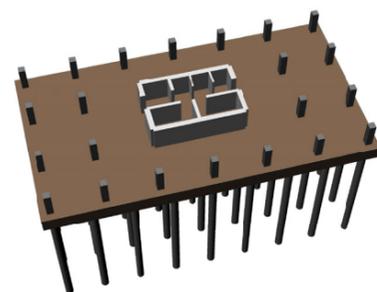


Fig. 05



Fig. 03-a

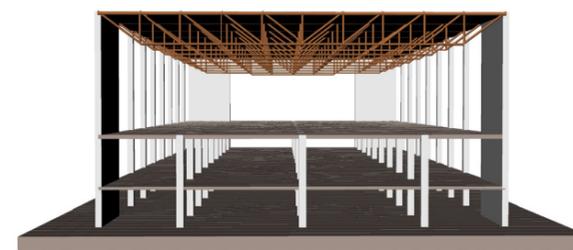


Fig. 03-b

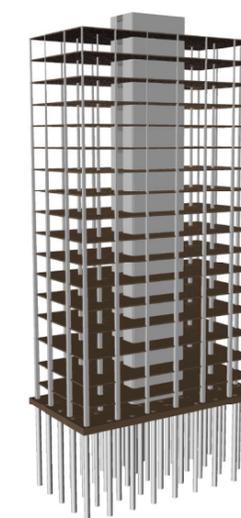


Fig. 03-c

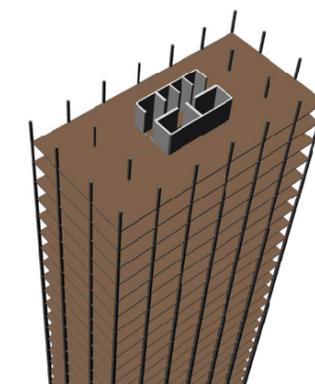


Fig. 03-d



6.7

STRUTTURA COMPARTO PLURIVALENTE:
UFFICI OVEST



6.7.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Numero totale di livelli: **18** di cui 2 interrati
 - 1 piano terra
 - 15** fuori terra
- Area di piano:
 - 1650** mq ai piani terra e primo
 - 1614** mq ai piani superiori
- Altezza tipologica di interpiano: 5 m
- Altezza massima: **82** m
- Sistema latero-resistente: **core baricentrico**
- Maglia strutturale: **9m x 8m**
- Destinazione d'uso: uffici

6.7.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti) e di impalcato.

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S275 UNI EN 10025-2.

6.7.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato, il quale possiede peso per unità di volume pari a 25 kN/mc.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

• Uffici:		
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq	Totale G2 = 3.20 kN/mq
- Partizioni	1.20 kN/mq	
• Parcheggi:		
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq	Totale G2 = 2.50 kN/mq
- Impianti appesi	0.50 kN/mq	
• Locali tecnici e magazzini:		
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq	Totale G2 = 2.50 kN/mq
- Impianti appesi	0.50 kN/mq	
• Lobby e spazi pubblici:		
- Massetto	2.00 kN/mq	Totale G2 = 5.00 kN/mq
- Pavimentazione	2.50 kN/mq	
- Impianti appesi	0.50 kN/mq	
• Scale e sbarchi:		
- Massetto	2.00 kN/mq	Totale G2 = 2.00 kN/mq

Ad esso si aggiunge perimetralmente il peso della facciata, ipotizzato pari a 0.75 kN/ m2.

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

• Uffici:	Cat. B2	Q = 3.00 kN/mq
• Parcheggi:	Cat. G	Q = 2.50 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:	Cat. E1	Q = 6.00 kN/mq
• Lobby e spazi pubblici:	Cat. C3	Q = 5.00 kN/mq
• Scale e sbarchi	Cat. B-scale	Q = 4.00 kN/mq

6.7.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso II: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento: $V_R = 100$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.

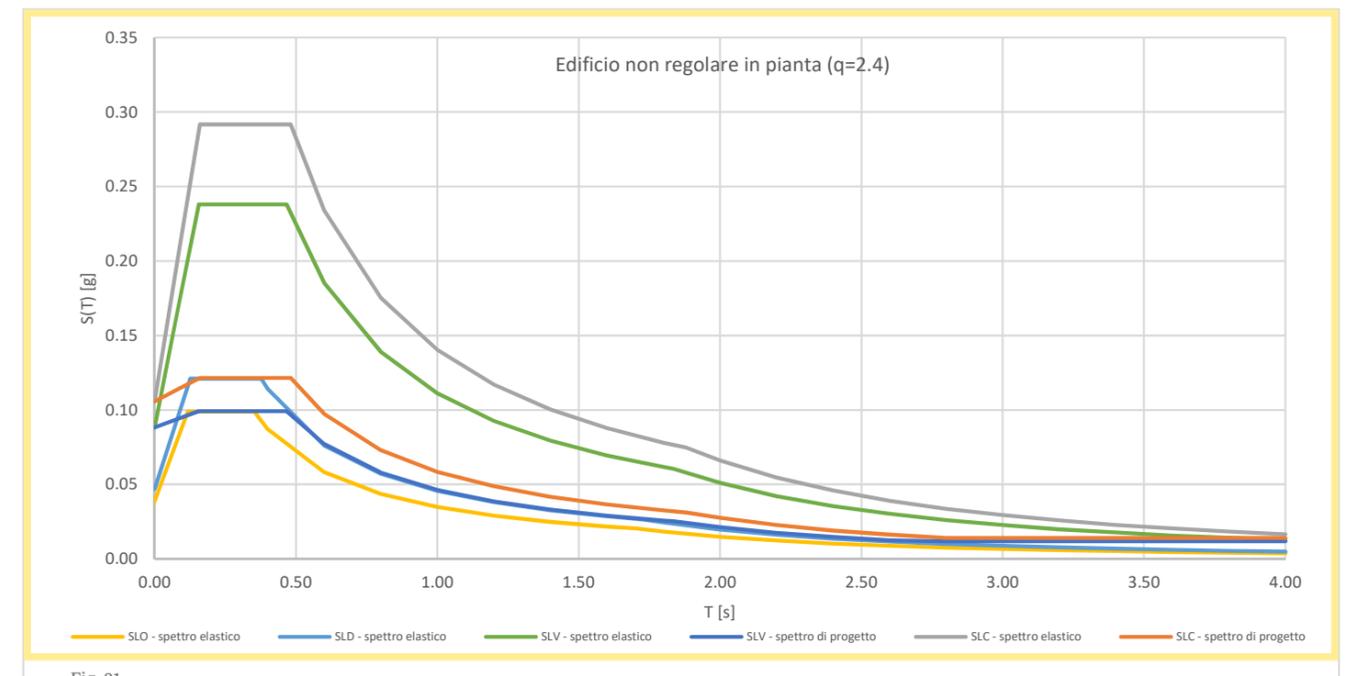


Fig. 01

6.7.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore. Per questo motivo le piastre alleggerite rappresentano un efficace compromesso tra rigidità e leggerezza e sono particolarmente adatte a luci medio-grandi. Infatti, grazie ai vuoti all'interno della piastra si possono raggiungere elevate altezze utili mantenendo però il peso proprio molto al di sotto di quello che avrebbe una soletta piena di pari altezza utile e senza penalizzare la rigidità della struttura. Questa riduzione del peso proprio delle strutture orizzontali è vantaggiosa nel progetto sismico per la conseguente riduzione delle masse degli impalcati. Gli orizzontamenti devono anche avere rigidità membranale tale da trasferire i carichi orizzontali sugli elementi di controvento.

In caso di presenza di pilastri in falso, saranno necessari elementi orizzontali di trasferimento, rendendo necessarie soluzioni diverse tra cui solai presollecitati con trefoli da post-tensione, travi ribassate o travi parete.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri e setti in calcestruzzo; questi ultimi, corrispondenti ai vani scale ed ascensori, verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua con pali riduttori di cedimento. Per approfondimenti si guardi la relazione di inquadramento geotecnico.

L'edificio UFFICI OVEST, unitamente alla porzione di interrato ad esso sottostante e il relativo sistema fondazionale, costituiscono un complesso edilizio strutturalmente isolato rispetto ai comparti adiacenti. Per tale soluzione, necessaria per limitare i cedimenti differenziali tra strutture con differenti carichi verticali, si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

6.7.6 PREDIMENSIONAMENTO

In Fig. 02 si mostra la struttura ad oggi ipotizzata. Le elevazioni sono costituite da pilastri con maglia tipica $8m \times 9m$ e 2 nuclei di controvento in corrispondenza dei corpi scala e ascensori, 1 per corpo di fabbrica. Si ipotizza l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 sia per gli orizzontamenti che per gli elementi verticali.

Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 30 cm. I carichi gravitazionali del piano tipologico portano alla necessità di avere una maglia d'armatura di area $12 \text{ cm}^2/\text{m}$ circa in entrambe le direzioni. In corrispondenza degli appoggi il solaio sarà in getto pieno con infittimenti locali di armatura longitudinale ed eventuale armatura trasversale per evitare il fenomeno del punzonamento.



Fig. 03

I carichi agenti e la maglia base portano alla necessità di avere una sezione dei pilastri in fondazione di area 0.81 m^2 e rapporto geometrico di armatura pari a **3%** circa (Fig. 04).

I nuclei di calcestruzzo presentano dimensione in pianta di circa 10% della superficie di piano. Le pareti avranno spessore in fondazione pari a **60cm** e rapporto geometrico di armatura pari a 1.2% circa.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.2% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. Saranno inoltre presenti pali di diametro 1.2m posti ad interasse di 6m e lunghi 30m ai quali è affidato il compito di ridurre i cedimenti attesi. La capacità portante rimane affidata alla platea in C.A. Per approfondimenti fare riferimento alla relazione di inquadramento geotecnico.

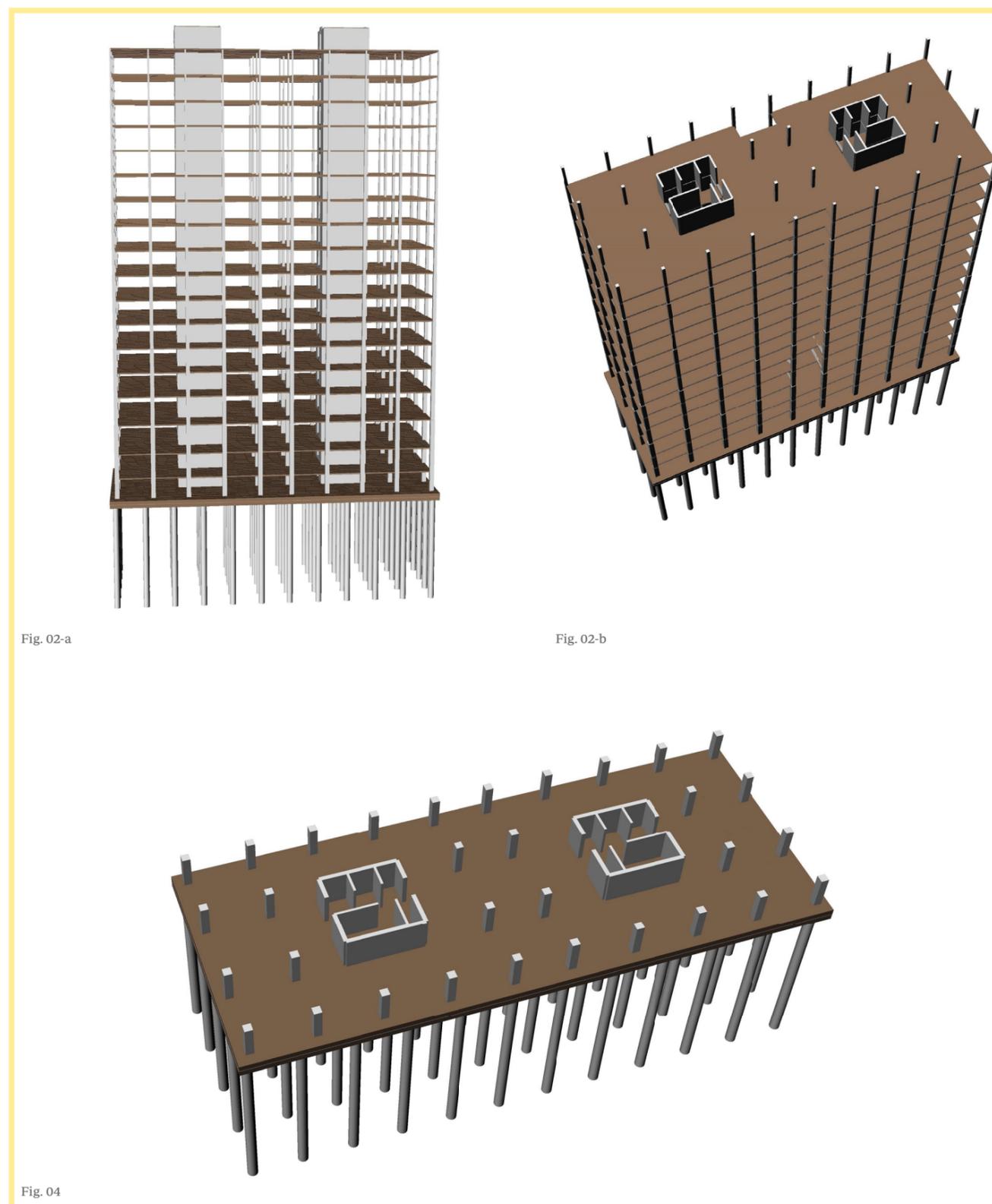


Fig. 02-a

Fig. 02-b

Fig. 04



6.8

STRUTTURA COMPARTO PLURIVALENTE:
COMMERCIALE NORD



6.8.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Numero totale di livelli: 4 di cui 2 interrati
 - 1 piano terra
- Area di piano: 1650 mq
- Altezza di interpiano: 6 m
- Altezza massima: 6 m
- Sistema latero-resistente: pareti di taglio uniformemente distribuite
- Maglia strutturale: 18 m x 9 m
- Destinazione d'uso: commerciale

6.8.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti) e di impalcato.

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S275 UNI EN 10025-2.

6.8.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato, il quale possiede peso per unità di volume pari a 25 kN/mc.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

• Commerciale:			
- Massetto	2.00 kN/mq		
- Pavimentazione	2.50 kN/mq		
- Partizioni	1.20 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 = 6.20 kN/mq
• Parcheggi:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 = 2.50 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 = 2.50 kN/mq
• Tetto verde:			
- Massetto e isolante	3.00 kN/mq		
- Terreno e finitura	5.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 = 8.50 kN/mq
• Scale e sbarchi:			
- Massetto	2.00 kN/mq		Totale G2 = 2.00 kN/mq

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

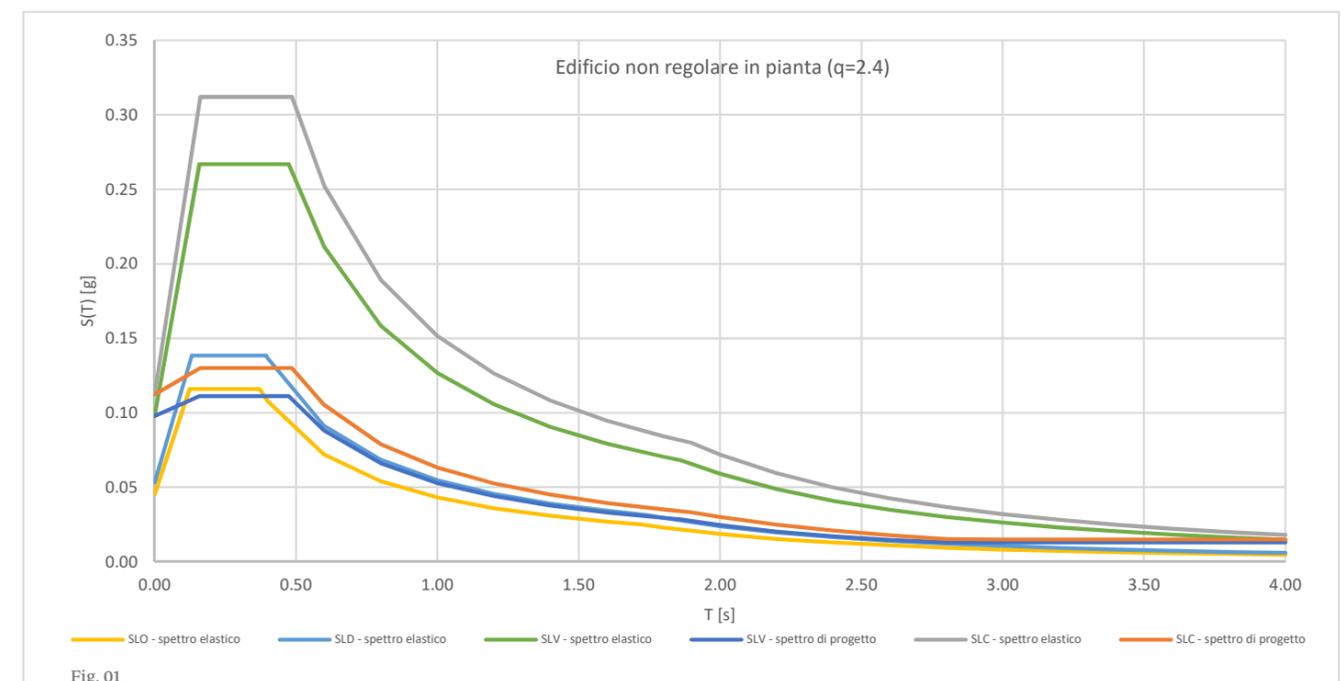
• Commerciale:	Cat. D2	Q = 5.00 kN/mq
• Parcheggi (mezzi pesanti):	Cat. G	Q = 10.00 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:	Cat. E1	Q = 6.00 kN/mq
• Tetto verde:	Cat. C3	Q = 5.00 kN/mq
• Scale e sbarchi	Cat. B-scale	Q = 4.00 kN/mq

6.8.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso III: $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.



6.8.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Le strutture di impalcato sono solai bidirezionali in getto pieno ad armatura lenta. Si è ipotizzata la presenza di alleggerimenti nel solaio, i quali permettono un notevole risparmio di calcestruzzo e di acciaio d'armatura grazie alla rilevante diminuzione del peso proprio del solaio rispetto a quanto si avrebbe nel caso di una soletta piena di pari spessore. Per questo motivo le piastre alleggerite rappresentano un efficace compromesso tra rigidità e leggerezza e sono particolarmente adatte a luci medio-grandi. Infatti, grazie ai vuoti all'interno della piastra si possono raggiungere elevate altezze utili mantenendo però il peso proprio molto al di sotto di quello che avrebbe una soletta piena di pari altezza utile e senza penalizzare la rigidità della struttura. Questa riduzione del peso proprio delle strutture orizzontali è vantaggiosa nel progetto sismico per la conseguente riduzione delle masse degli impalcati. Gli orizzontamenti devono anche avere rigidità membranale tale da trasferire i carichi orizzontali sugli elementi di controvento.

In caso di presenza di sovrastrutture in falso sulla piazza di accesso allo stadio, saranno necessari elementi orizzontali di trasferimento, rendendo necessarie soluzioni diverse tra cui solai presollecitati con trefoli da post-tensione, travi ribassate o travi parete.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri atti a sostenere i soli carichi verticali. Il sistema latero-resistente è costituito da pareti di taglio e corpi scale e ascensori.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua.

6.8.6 PREDIMENSIONAMENTO

Si è ipotizzata maglia base dei pilastri 9m x 9m. Gli impalcati sono gettati in opera con alleggerimenti per uno spessore strutturale complessivo di 30 cm ed armatura lenta bidirezionale uniforme con area pari a 12 cm²/m. Saranno necessari infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento. Il solaio di copertura, dovendo sostenere un tetto verde, presenterà spessore maggiore. I pilastri saranno a sezione quadrata di lato 50cm e rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa



Fig. 02

Per il dimensionamento delle pareti si è fatto uno dell'analisi statica equivalente, andando ad individuare il numero minimo di pareti necessarie a opporsi all'azione sismica di progetto. In accordo con la normativa vigente, l'azione sismica agente è stata individuata in funzione del periodo proprio della struttura stimato utilizzando la formula seguente:

$$T1 = 0.075 H^{3/4} \text{ con } H \text{ espresso in metri.}$$

Si considerano pareti di spessore 50cm e lunghezza **450cm** con rapporto geometrico di armatura pari a 2% in corrispondenza delle teste delle pareti (pari a 20% della lunghezza totale, da entrambi i lati). Tali assunzioni portano alla necessità di avere almeno 4 pareti per comparto in ognuna delle due direzioni principali. I setti possono essere parti di nuclei scatolari o singole pareti di taglio e devono essere distribuite in maniera quanto più possibile regolare ed uniforme all'interno del comparto.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.15% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento.



6.9

STRUTTURA COMPARTO PLURIVALENTE:
COMMERCIALE SUD - INTRATTENIMENTO

CEAS
ADVISOR TO BUILD THE FUTURE

6.9.1 INTRODUZIONE

a. SCOPO

Scopo del presente documento è fornire gli strumenti essenziali per l'inquadramento progettuale delle strutture portanti dell'edificio in esame, al fine di evidenziare basi progettuali e peculiarità del sito.

Le tipologie strutturali nel seguito indicate saranno oggetto di successivi approfondimenti progettuali.

b. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il presente progetto è stato pertanto formulato sulle seguenti ipotesi:

- Numero totale di livelli: **5** di cui **2 interrati**
 - 1 piano terra**
 - 2 piani fuori terra**
- Area di piano:
 - 49703 mq piano terra**
 - 34700 mq piano primo**
 - 21805 mq piano secondo**
- Altezza di interpiano: 6 m
- Altezza massima: **18 m**
- Sistema latero-resistente: pareti di taglio uniformemente distribuite
- Maglia strutturale: 18 m x 9 m
- Destinazione d'uso: commerciale e tempo libero

6.9.2 MATERIALI DA COSTRUZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

a. CALCESTRUZZO

Si utilizza grado di calcestruzzo C30/37 per le opere di fondazione e C35/45 per gli elementi verticali (pilastri, nuclei pareti) e di impalcato.

b. ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato di classe B450C ad alta duttilità.

c. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Si assume l'impiego di acciaio S275 UNI EN 10025-2.

6.9.3 AZIONI DI PROGETTO

Per quanto non di seguito esplicitato, si faccia riferimento alla relazione di inquadramento progettuale.

a. PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati in balle alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti. La struttura si presenta in calcestruzzo armato, il quale possiede peso per unità di volume pari a 25 kN/mc.

b. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Le assunzioni sui carichi in questa fase del progetto sono state condotte in base alle informazioni disponibili e da esperienze pregresse su strutture analoghe. Tutte le assunzioni dovranno essere confermate nelle fasi successive del progetto.

Sono state individuate le seguenti tipologie di solaio:

• Commerciale:			
- Massetto	2.00 kN/mq		
- Pavimentazione	2.50 kN/mq		
- Partizioni	1.20 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =6.20 kN/mq
• Parcheggi:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =2.50 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:			
- Massetto e Finiture	2.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =2.50 kN/mq
• Intrattenimento:			
- Massetto	2.00 kN/mq		
- Pavimentazione	2.50 kN/mq		
- Partizioni	1.20 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =6.20 kN/mq
• Tetto verde:			
- Massetto e isolante	3.00 kN/mq		
- Terreno e finitura	5.00 kN/mq		
- Impianti appesi	0.50 kN/mq		Totale G2 =8.50 kN/mq
• Scale e sbarchi:			
- Massetto	2.00 kN/mq		Totale G2 =2.00 kN/mq

c. CARICHI VARIABILI - SOVRACCARICHI (Q)

I sovraccarichi variabili, desunti dalle NTC'18, sono elencati qui di seguito suddivisi per le tipologie di cui al paragrafo precedente.

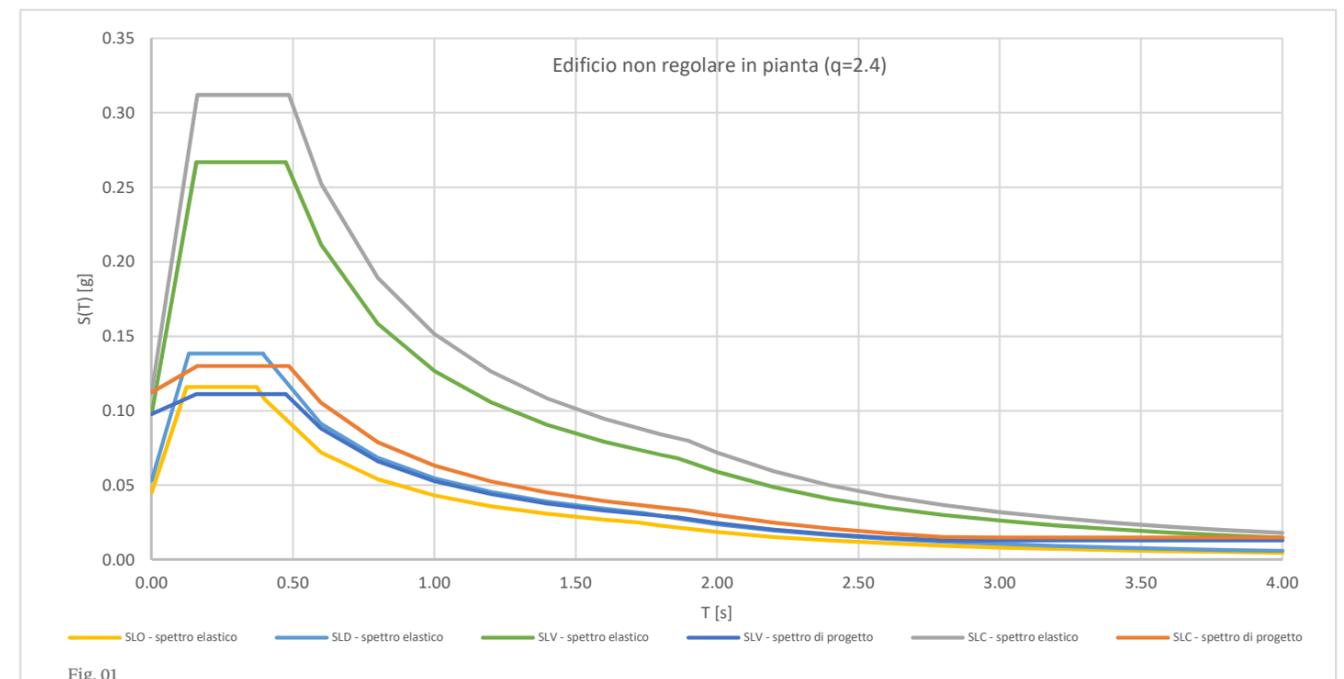
• Commerciale:	Cat. D2	Q = 5.00 kN/mq
• Parcheggi (mezzi pesanti):	Cat. G	Q = 10.00 kN/mq
• Locali tecnici e magazzini:	Cat. E1	Q = 6.00 kN/mq
• Intrattenimento:	Cat. C4	Q = 5.00 kN/mq
• Tetto verde:	Cat. C3	Q = 5.00 kN/mq
• Scale e sbarchi	Cat. B-scale	Q = 4.00 kN/mq

6.9.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per l'edificio in esame si è assunta la seguente caratterizzazione sismica:

- Vita nominale della costruzione: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso III: $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento: $V_R = 150$ anni
- Zona Sismica: 3
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura: $q = 2.4$ (edificio non regolare in pianta)
- Classe di duttilità bassa: CD "B"

In Fig. 01 si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto per tutti gli stati limite.



6.9.5 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Si è assunto di realizzare la struttura completamente in calcestruzzo armato. Dove possibile si prevede l'utilizzo di elementi prefabbricati, al fine di ridurre le tempistiche di cantiere.

Gli impalcati piani sono dunque realizzati con travi prefabbricate su cui poggiano elementi prefabbricati quali tegoli o solai alveolari. Questi ultimi costituiscono una tipologia particolare di impalcati in calcestruzzo con vuoti di alleggerimento e possono essere precompressi, o ad armatura lenta. In presenza di sovraccarichi medi o elevati (come quelli qui presenti) è necessario eseguire sulle lastre una cappa collaborante in c.a. gettato in opera. Al getto superiore di completamento è affidata la solidarizzazione dell'impalcato e il trasferimento delle azioni orizzontali agli elementi controventanti, agendo come piano rigido.

Le strutture verticali sono rappresentate da pilastri prefabbricati e setti in calcestruzzo gettato in opera; questi ultimi verranno utilizzati anche con funzione di controventamento dell'edificio agli effetti dei carichi orizzontali, vento e sisma, disposti nelle 2 direzioni.

Le fondazioni saranno di tipo superficiale con platea unica e continua. Tale soluzione consente di evitare i cedimenti differenziali provocati da una distribuzione non uniforme dei carichi provenienti dalla sovrastruttura. Inoltre, la platea continua contrasta un'eventuale risalita d'acqua nel caso in cui la falda raggiunga la profondità di progetto, la quale è maggiore della quota di imposta della fondazione stessa. Per approfondimenti si guardi la relazione di inquadramento geotecnico.

Si prevede di suddividere il l'intero fabbricato in sub-comparti di estensione massima 90m x 90m che siano strutturalmente indipendenti, separandoli per mezzo di giunti strutturali. Si prevede la realizzazione di mensole e appoggi in gomma armata o il raddoppio delle strutture verticali in corrispondenza dei giunti strutturali.

6.9.6 PREDIMENSIONAMENTO

Si è ipotizzata maglia base dei pilastri 18m x 9m. Gli impalcati sono realizzati con tegoli prefabbricati in C.A.P di altezza complessiva di circa 80 cm poggianti su travi prefabbricate precomprese a T rovescio di altezza 110cm circa. Il solaio verrà solidarizzato tramite cappa collaborante in calcestruzzo gettato in opera, a cui verrà anche affidato il compito di trasferire le azioni orizzontali agli elementi di controvento.

I carichi agenti e la maglia tipologica dei pilastri portano alla necessità di avere una sezione dei pilastri in fondazione di area **0.81** mq, utilizzando un rapporto geometrico di armatura pari a 2% circa.



Fig. 02

Per il dimensionamento delle pareti si è fatto uno dell'analisi statica equivalente, andando ad individuare il numero minimo di pareti necessarie a opporsi all'azione sismica di progetto.

In accordo con la normativa vigente, l'azione sismica agente è stata individuata in funzione del periodo proprio della struttura stimato utilizzando la formula seguente:

$$T1 = 0.075 H^{3/4} \text{ con } H \text{ espresso in metri.}$$

Si considerano pareti di spessore 50cm e lunghezza 900cm con rapporto geometrico di armatura pari a 2% in corrispondenza delle teste delle pareti (pari a 20% della lunghezza totale, da entrambi i lati). Tali assunzioni portano alla necessità di avere almeno 7 pareti per ogni direzione principale. I setti possono essere parti di nuclei scatolari o singole pareti di taglio e devono essere distribuite in maniera quanto più possibile regolare ed uniforme all'interno del comparto.

La fondazione sarà realizzata con platea uniforme di spessore 1.5m circa con maglia base con rapporto geometrico di armatura pari a 0.15% e infittimenti locali in corrispondenza degli spiccati delle elevazioni, dove saranno presenti anche armature a punzonamento.