

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA
- Sede di Forlì -

Corso di Laurea in
INGEGNERIA MECCANICA
Classe: L-9

ELABORATO FINALE DI LAUREA

in Disegno Tecnico Assistito dal Calcolatore

**Studio e progettazione di un capannone
ad alta mobilità e facilità di montaggio
per zone terremotate**

CANDIDATO
Andrea Benericetti

RELATORE
Prof.Ing. Luca Piancastelli

Anno Accademico 2013/14

Sessione III

INDICE

Premessa.....	Pag. 5
Capitolo 1: Introduzione del problema.....	Pag.7
1.1 Terremoti.....	Pag.7
1.2 Strutture resistenti ai terremoti.....	Pag.11
1.3 Strutture di primo soccorso.....	Pag.14
Capitolo 2: Basi per la progettazione.....	Pag.17
2.1 Introduzione ai parametri di progetto.....	Pag.17
2.2 Normativa di progetto: NTC 2008.....	Pag.18
2.3 Container ISO.....	Pag.26
Capitolo 3: Scelta del materiale.....	Pag.29
3.1 Confronto Alluminio-Acciaio.....	Pag.29
3.2 Leghe di alluminio per uso strutturale.....	Pag.33
3.3 Scelta dell'Al 6063 T6.....	Pag.35
Capitolo 4: Sviluppo del progetto.....	Pag.37
4.1 Modellazione del progetto in SolidWorks.....	Pag.37
4.1.1 Assemblaggio base della struttura e posizionamento dei tubolari.....	Pag.43
4.1.2 Collegamento tra tubolari.....	Pag.43
4.1.3 Porta a due ante scorrevoli.....	Pag.44
4.2 Posizionamento in un Container ISO 20 piedi.....	Pag.45
Capitolo 5: I collegamenti.....	Pag.47
5.1 Viti automaschianti.....	Pag.47
5.2 Rivetti a strappo.....	Pag.48
5.3 Saldature.....	Pag.48

Capitolo 6: Prove a vento.....	Pag.49
6.1 Computational Fluid Dynamics CFD.....	Pag.49
Capitolo 7: Conclusioni.....	Pag.57
7.1 Analisi dei risultati ottenuti.....	Pag.57
7.2 Volume occupato da chiuso. Massa totale.	
Costo stimato di fabbricazione.....	Pag.57
7.3 Sviluppi futuri.....	Pag.58
Bibliografia.....	Pag.60

Ringraziamenti

PREMESSA

L'obiettivo della mia tesi consiste nella progettazione di un capannone atto a fornire un riparo o comunque un'area protetta che possa garantire una postazione di primo soccorso.

L'idea base su cui si svolge il mio operato è quella di ideare una struttura in grado di resistere a venti di elevata intensità ed allo stesso tempo che sia facilmente assemblabile tramite l'uso esclusivo di un avvitatore (o più semplicemente di un cacciavite) e di una scala sufficientemente alta o un trabattello. Dovremo inoltre tener conto che essa dovrà necessariamente essere atta al trasporto per poter essere inviata, in tempi celeri, dove ve ne sia bisogno. Ponendoci nella situazione più reale possibile imponiamo che il trasporto della struttura avvenga tramite l'utilizzo di un container ISO.

Durante lo sviluppo del progetto dovremo quindi tener conto di diversi vincoli, meccanici e dimensionali, che andranno a modellare l'elaborato finale.

Riassumendo brevemente gli aspetti di cui dovremo tener conto risultano essere:

- volume e forma della struttura
- resistenza al vento
- volume della struttura non assemblata
- massa che posso trasportare in un container
- elementi della struttura con dimensioni adeguate e pesi contenuti atti a permettere il posizionamento e l'assemblaggio anche ad un unico uomo

Nella realizzazione di questa struttura verranno utilizzati quasi esclusivamente pezzi commerciali, fatta eccezione per alcuni elementi che necessiteranno di alcune lavorazioni ed andranno realizzati a parte.

Capitolo 1

Introduzione del problema

Al giorno d'oggi possiamo affermare che tutti siamo stati spettatori degli effetti catastrofici causati dai terremoti, chi li ha visti in televisione e chi, purtroppo, li ha subiti in prima persona. Ovviamente non sono fenomeni passeggeri o che possano essere trascurati. E' quindi necessario che ogni progettazione strutturale rispetti fattori di sicurezza. Inoltre di fondamentale importanza è l'utilizzo di strutture di primo soccorso per poter fornire aiuto il più velocemente possibile.

1.1 Terremoti

Prima di parlare delle soluzioni dell'uomo a tale problema è necessario introdurre e spiegare il fenomeno dei terremoti.

I terremoti più importanti avvengono lungo i bordi delle grandi placche tettoniche che coprono la superficie del globo. Le placche tendono a muoversi una rispetto all'altra, ma sono trattenute in congruenza dalle forze di attrito, fino a quando le sollecitazioni rispetto ad un punto di "epicentro" diventano così alte da superare la resistenza e causare un moto improvviso. Tale fenomeno è chiamato terremoto. La scossa locale genera onde telluriche che si propagano sulla superficie della terra, sommovendo le basi delle strutture. L'intensità di queste onde va riducendosi man mano che ci si allontana dall'epicentro. Nel mondo pertanto esistono regioni a maggiore o minore rischio sismico, a seconda della loro vicinanza ai margini delle grandi placche tettoniche. Si può osservare in Figura 1 la disposizione delle placche principali sul globo ed in Figura 2 in particolare quella arabica nelle vicinanze del nostro paese.

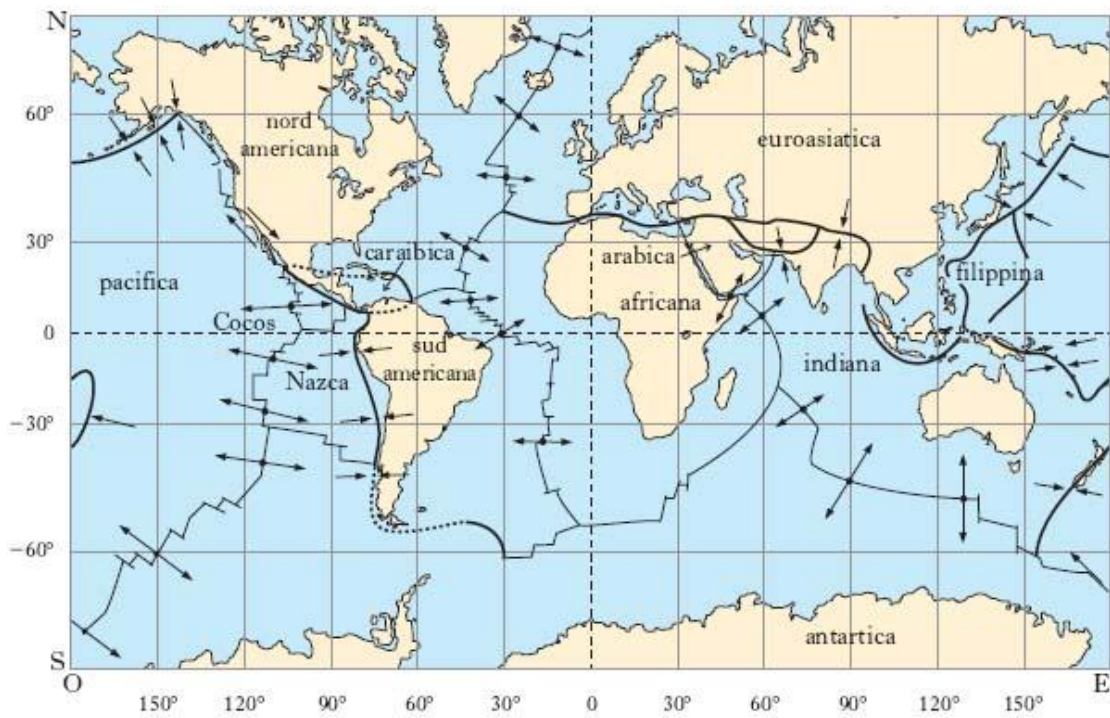


Figura 1 – Principali placche tettoniche

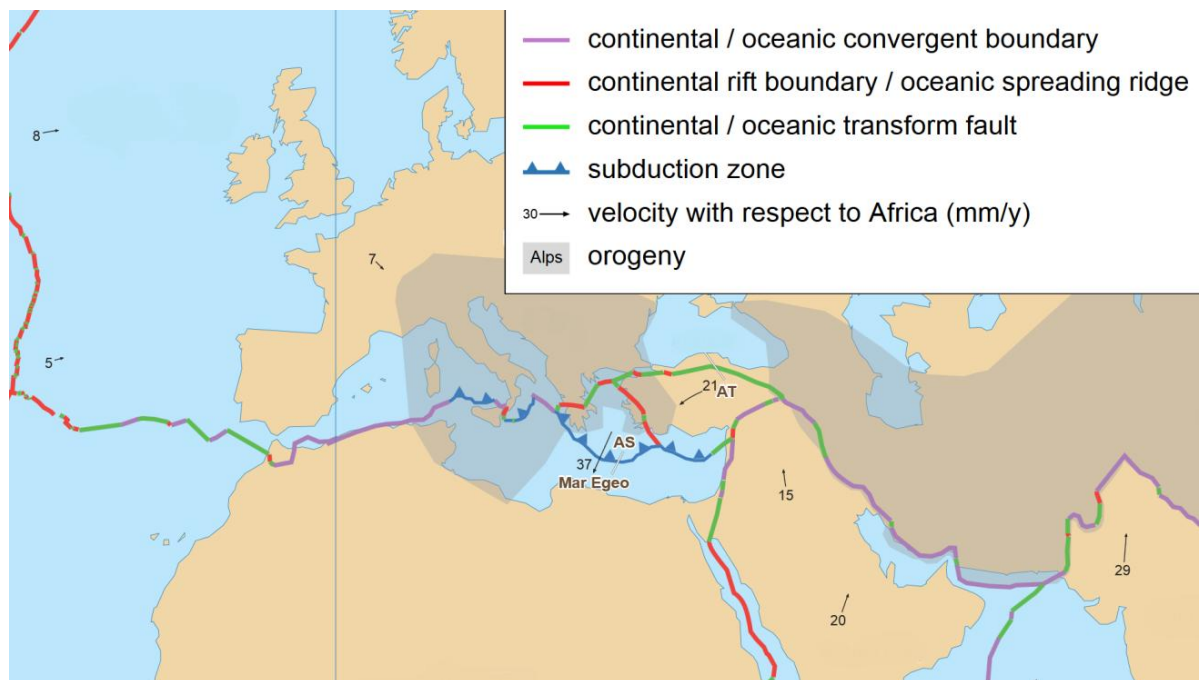


Figura 2 – Placche tettoniche dettagliate

Oltre ai sismi maggiori che si verificano lungo i bordi delle placche tettoniche, ve ne sono altri che hanno origine all'interno delle placche, lungo le linee di faglia. Questi terremoti, chiamati intra-placca, liberano una minore quantità di energia ma possono avere effetti devastanti in prossimità dell'epicentro.

L'Italia è posizionata nella zona di collisione tra le placche Africana ed Eurasiatica, il che comporta un elevato rischio sismico infatti i terremoti sono provocati dai movimenti reciproci delle due placche, spostamenti che generarono la penisola.

Osservando quindi nello specifico, nella Figura 3, troviamo che la situazione registrata l'anno scorso nel nostro paese risulta essere:

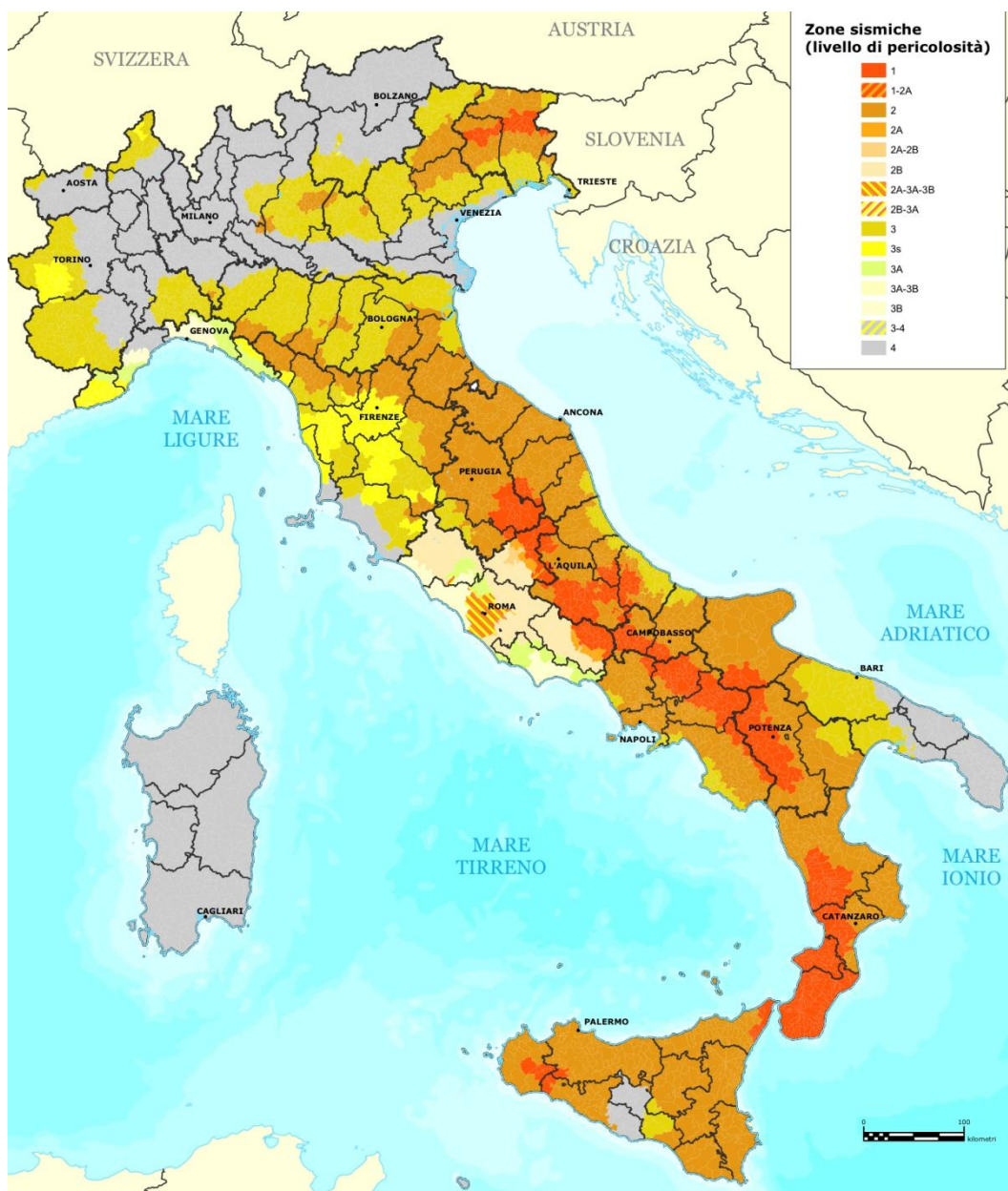


Figura 3 – Classificazione zone sismiche italia

La classificazione sismica è la divisione di un territorio in aree distinte che sono caratterizzate da un rischio sismico.

Secondo un'ordinanza del 2003 in Italia gli enti locali hanno l'obbligo di classificare dal punto di vista sismico ogni singolo comune in modo da prevenire danni a edifici e persone, a seguito di un terremoto. In base alla zona gli edifici dovranno essere costruiti secondo la normativa antisismica.

I comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali:

Zona 1: sismicità elevata-catastrofica

E' la zona più pericolosa, dove si possono verificare forti terremoti e dove nel passato alcuni comuni sono stati distrutti durante eventi sismici. In Italia 716 comuni sono in questa zona e si trovano nel nord-est del Friuli Venezia Giulia, lungo l'Appennino Centrale e Meridionale (dall'Umbria alla Basilicata); nel sud-ovest della Calabria, in Sicilia, nella zona di Sciacca e Mazara del Vallo.

Zona 2: sismicità medio-alta

In questi comuni si possono verificare terremoti abbastanza forti. Sono presenti 2.324 comuni e si trovano in gran parte del Centro-Sud Italia, in Sicilia, nei luoghi limitrofi alla Zona 1 del Friuli Venezia Giulia e in una piccola parte a est del Piemonte.

Zona 3: sismicità bassa

I comuni presenti in questa zona possono essere soggetti a moderati terremoti. Sono presenti 1.634 comuni e si trovano in una minima parte del Piemonte, Lombardia, Veneto, Trentino, Toscana, Lazio, Umbria, Abruzzo e Puglia e in gran parte dell'Emilia Romagna.

Zona 4: sismicità irrilevante

I comuni presenti in questa zona sono a basso rischio di terremoto, ma gli edifici pubblici, come scuole, ospedali e caserme devono essere costruiti con criteri antisismici e devono essere messi a norma quelli già esistenti. In questa zona sono compresi 3.427 comuni presenti in Val d'Aosta, Piemonte, Alto Adige, basso Veneto, il Promontorio del Gargano in Puglia e tutta la Sardegna.

1.2 Strutture resistenti ai terremoti.

L'azione che il terremoto esercita su una struttura è un movimento con componenti verticali e orizzontali. Il movimento in senso orizzontale è quello maggiormente caratterizzante l'azione sismica, sia per la sua forza sia perché, solitamente, le strutture sono pensate per resistere alla gravità più che alle forze orizzontali. La componente verticale di un evento sismico rappresenta circa il 50% della componente orizzontale, tranne che in prossimità dell'epicentro, dove può avere lo stesso ordine di grandezza.

Esistono due modi per resistere all'azione sismica:

- Opzione 1: strutture composte di sezioni sufficientemente tozze da essere soggette solo alle sollecitazioni elastiche.
- Opzione 2: strutture realizzate con sezioni di minori dimensioni, concepite per formare numerose zone plastiche.

Le strutture progettate in base alla prima opzione sono pesanti, e possono non garantire un margine di sicurezza in caso di azione sismica più forte del previsto, in quanto il collasso degli elementi non è duttile. In questo caso il comportamento globale della struttura è fragile, e corrisponde nella Figura 4 al “concetto a” del diagramma taglio alla base $V -$ spostamento in sommità d . In una struttura concepita in base alla seconda opzione, determinate parti sono intenzionalmente progettate in modo da subire deformazioni plastiche cicliche senza collassare, e la struttura nel suo complesso è tale da subire la deformazione plastica solo in quelle particolari zone. Il comportamento globale della struttura è duttile, e corrisponde al “concetto b” del diagramma $V-d$ della Figura 4. La struttura, nelle zone plastiche, è in grado di dissipare una quantità significativa di energia, rappresentata dall'area sottesa alla curva $V-d$. Per questa ragione si dice che le due opzioni progettuali determinano la costruzione di strutture ‘dissipative’ e ‘non dissipative’.

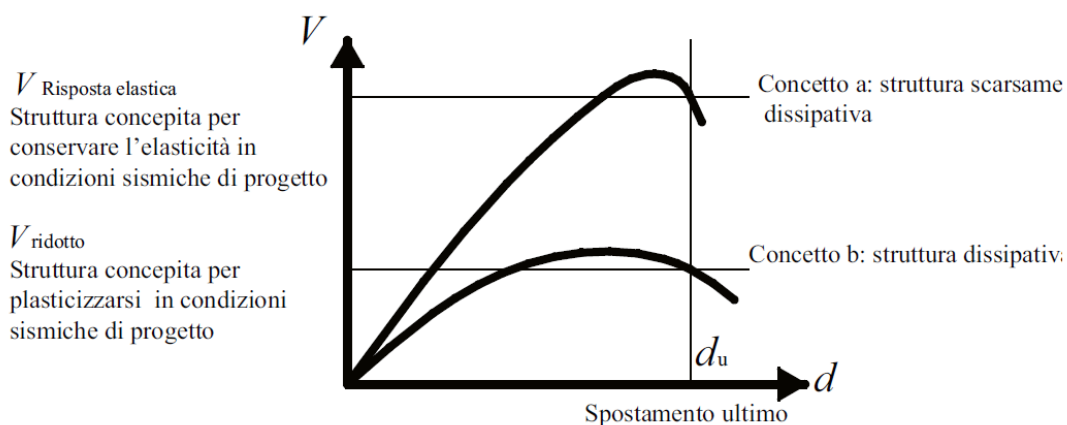
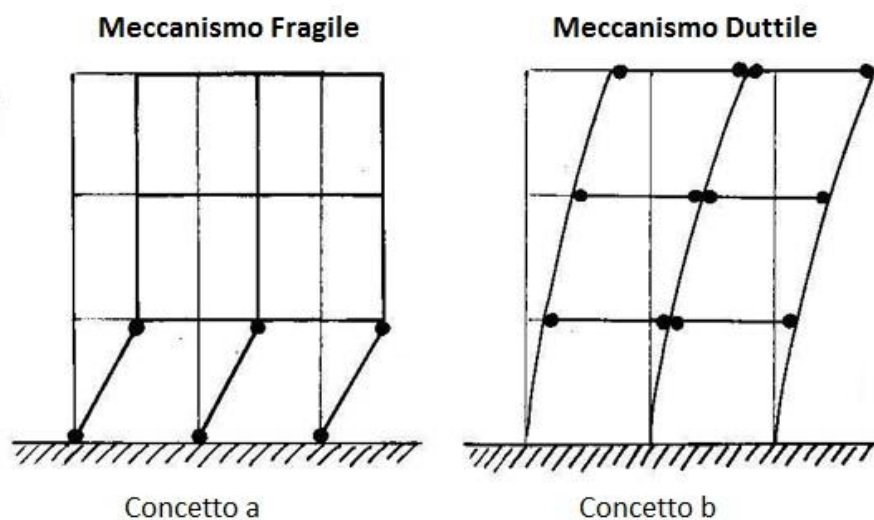


Figura 4 - Esempi di comportamento strutturale 'dissipativo' e 'non dissipativo'

Il comportamento duttile, che offre una maggiore capacità di deformazione, è in genere il modo migliore per resistere all'azione dei terremoti. Una delle ragioni è il fatto che le nostre conoscenze delle azioni sismiche reali e le analisi che conduciamo soffrono ancora di molti elementi di incertezza, e dunque il terremoto e/o i suoi effetti possono essere più forti di quanto prevediamo. Se si garantisce un comportamento duttile, le energie in eccesso possono essere facilmente assorbite tramite una maggiore dissipazione, grazie alla deformazione plastica dei componenti strutturali. Inoltre una riduzione del taglio alla base V comporta una pari riduzione delle forze applicate alle fondazioni, e quindi costi minori per l'infrastruttura dell'edificio.

Le strutture in acciaio o alluminio sono particolarmente adatte a garantire la possibilità di dissipazione dell'energia, per le seguenti ragioni:

- l'elevata duttilità di questi materiali
- i numerosi meccanismi duttili possibili negli elementi e nelle loro giunzioni
- la riproducibilità dei meccanismi plastici a livello locale
- l'affidabilità delle proprietà geometriche
- una resistenza flessionale degli elementi strutturali relativamente poco sensibile alla presenza di forze assiali coincidenti

La varietà dei possibili meccanismi di dissipazione energetica e l'affidabilità di ciascuno di essi sono le caratteristiche fondamentali alla base dell'eccellente comportamento sismico delle strutture in acciaio o alluminio.

Nelle zone sismiche, tali strutture presentano l'ulteriore vantaggio della flessibilità e leggerezza. Le strutture più rigide e più pesanti attraggono forze maggiori quando sono colpite da un sisma. Le strutture in alluminio sono generalmente più flessibili e leggere di altri tipi, le forze nella struttura e nelle sue fondazioni sono pertanto minori. Questa riduzione delle forze di progetto riduce notevolmente il costo della sovrastruttura e delle fondamenta di una costruzione.

Le strutture in alluminio sono normalmente leggere in confronto a quelle realizzate con altri materiali. Le forze sismiche sono associate all'inerzia, quindi sono collegate alla massa della struttura: riducendo la massa si riducono automaticamente le forze sismiche di progetto. Alcune strutture di alluminio sono addirittura così leggere da rendere non indispensabile la progettazione antisismica. Questo vale in particolare per i palazzetti sportivi o i capannoni industriali, che creano un involucro attorno ad un grande volume, così che il peso per unità di superficie è limitato, e la progettazione è in genere incentrata sulle forze eoliche, non sismiche. Ciò significa che una costruzione progettata per i carichi gravitazionali ed eolici offre implicitamente una sufficiente resistenza antisismica. Si spiega quindi perché, nei terremoti del passato, questi edifici abbiano dimostrato di offrire prestazioni molto migliori di quelli costruiti in materiali pesanti.

1.3 Strutture di primo soccorso.

Essendo il terremoto un fenomeno difficilmente prevedibile, sia come epicentro sia come intensità, è necessario avere strutture adeguate e facilmente installabili per prestare aiuto dove necessario, di fondamentale importanza è quindi la velocità con cui si riesce ad intervenire.

Prima di andare a trattare nello specifico le tipologie delle strutture di primo soccorso introduciamo la definizione di tensostruttura. Si tratta di strutture formate da una intelaiatura in acciaio, alluminio o legno, e da un materiale flessibile utilizzato per la copertura. Si possono trovare in varie forme e tipologie, anche se le più comuni sono quelle a pianta rettangolare o circolare/ovale. Sono utilizzate solo in situazioni all'aperto, poiché il loro scopo è quello di creare un riparo dagli agenti atmosferici. Infatti, le sollecitazioni dovute all'azione del vento sono il parametro dimensionante per strutture di questo tipo. Particolare attenzione va posta negli ancoraggi, tiranti e controventi, poiché è proprio in questi elementi che ricade la stabilità globale del manufatto.

Attualmente gli enti della protezione civile prediligono l'utilizzo di tali tensostrutture che sfruttano quindi l'uso di uno "scheletro" per sorreggere tende e tendoni. Si faccia riferimento alla Figura 5 o Figura 6 per un esempio concreto. Purtroppo però le dimensioni sono limitate ed a volte non presentano una resistenza al vento atta a contrastare le situazioni peggiori. Ovviamente vi sono anche altre tipologie di strutture come tendoni gonfiabili che potremo dire eccellono in facilità di trasporto e velocità di installazione. Bisogna però specificare che hanno un uso altamente provvisorio, non forniscono una struttura solida e la resistenza al vento è assai limitata. Possiamo osservarli in Figura 7 e Figura 8.

Questa è proprio la base sulla quale si sviluppa la mia tesi in quanto una volta installata la struttura conferisce un solido ed assai ampio riparo. Il mio elaborato infatti è molto più grande delle usuali tende utilizzate e potrebbe quindi essere adibito a mensa o zona ospedaliera visto che l'ingresso e l'altezza interiore consentono il posizionamento di macchinari di notevoli dimensioni (come forni o anche autovetture). Inoltre nel caso ve ne sia la necessità essa può essere lasciata in loco, garantendo una vita strutturale di notevole durata.



Figura 5 – Installazione campo base della Protezione Civile in Emilia



Figura 6 – Campo base installato a Cremona nel 2012



Figura 7 – Tendone gonfiabile



Figura 8 – Installazione tenda gonfiabile in un altro sito dell'Emilia

Capitolo 2

Basi per la progettazione

2.1 Introduzione ai parametri di progetto.

Per poter effettuare il dimensionamento strutturale dobbiamo acquisire tutte le nozioni che influiranno sulle necessità dimensionali e meccaniche dei vari elementi.

Innanzitutto la struttura verrà trasportata dentro un container ISO, garantendo che la massa totale sia contenuta entro i massimi consentiti e che la lunghezza degli elementi abbia un valore limite.

In secondo luogo, poichè la struttura dovrà essere edificata ipotizzando le condizioni peggiori, cioè l'assemblaggio dei vari elementi sarà svolta a mano, non dovremo sottovalutare il fatto che gli elementi dovranno avere una massa ed una lunghezza consoni ad essere maneggiati da una o due persone.

Dovremo considerare che la struttura richiede di coprire un'area di notevoli dimensioni, con una lunghezza di almeno 20 metri, una larghezza di 10 ed un'altezza di 7.

Come ultima considerazione, che in realtà è anche la più importante, dovremo tenere conto che la struttura non presenta fondamenta. Dovremo quindi considerare come primo fattore di dimensionamento l'esposizione della struttura a venti di elevata intensità. Dovremo perciò garantire che la struttura sia sufficientemente aerodinamica e solida, di modo da poter assicurare un valido rifugio anche nelle zone più soggette all'azione del vento.

2.2 Normativa di progetto: NTC 2008.

Per il calcolo e la verifica degli elementi si fa riferimento alla seguente normativa di riferimento: Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo all'avanguardia e che tengano conto della dinamica del sistema.

Pressione del vento.

Per le costruzioni usuali le azioni del vento sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti e vengono modellate attraverso carichi per unità di superficie mediante l'utilizzo della seguente espressione:

$$P = q_b C_d C_e C_p$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

Passiamo quindi ad esplicitare tutti i fattori che compaiono nella formula.

Pressione cinetica di riferimento.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

In altre parole la pressione del vento si calcola a partire dalla sua velocità mediante il teorema di Bernoulli nell'ipotesi di arresto totale della massa fluida e totale trasformazione di energia cinetica in pressione.

Velocità di riferimento v_b .

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella 2.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Figura 9;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in metri) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 2.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

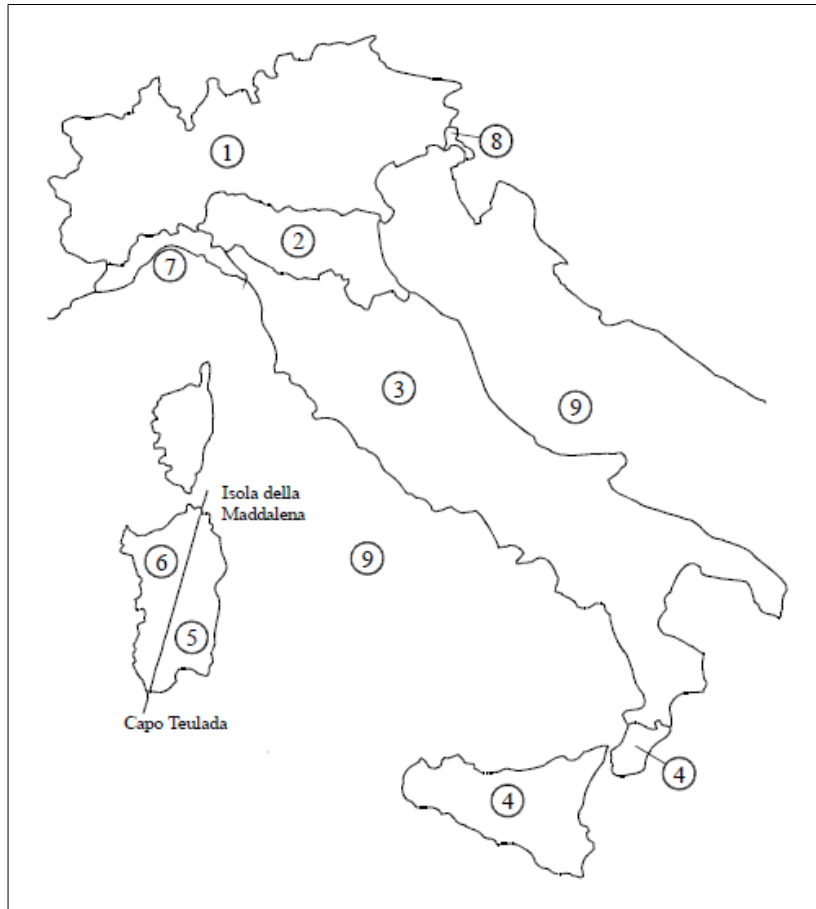


Figura 9 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

Coefficiente dinamico.

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

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

dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tabella 2.II e sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 2.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura 10 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella 2.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 2.III – Classi di rugosità del terreno

ZONE 1,2,3,4,5						
		costa			750m	
	mare			500m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
		costa			500m
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
		costa	
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Figura 10 – Definizione delle categorie di esposizione

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Figura 11 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

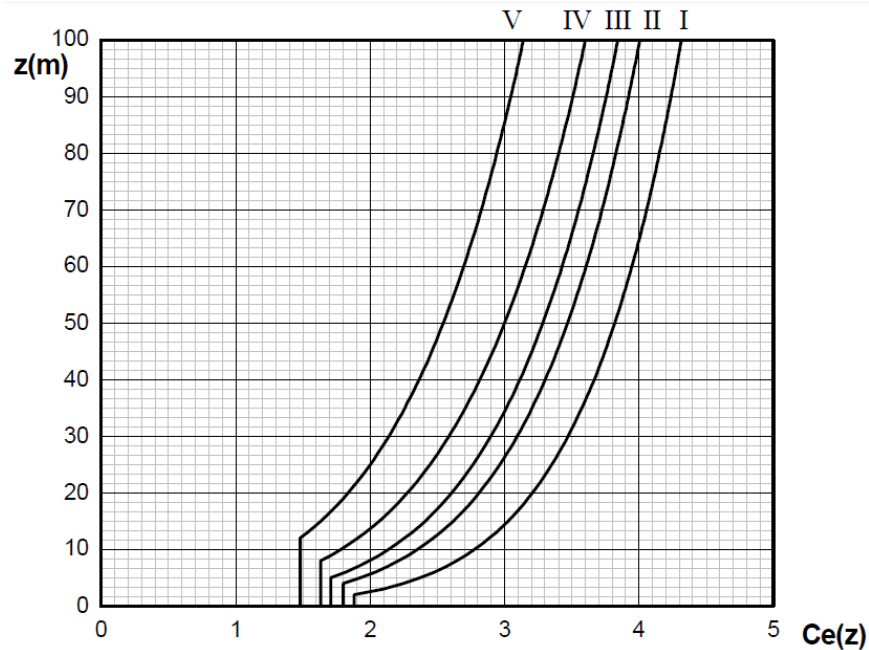


Figura 11 – Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico).

Questo coefficiente dipende proprio dalla forma dell'oggetto investito dal vento. Il coefficiente di forma c_d è positivo se associato a pressioni o negativo per le depressioni. Inoltre si differenzia in:

c_{pi} = coeff. di pressione interna

c_{pe} = coeff. di pressione esterna

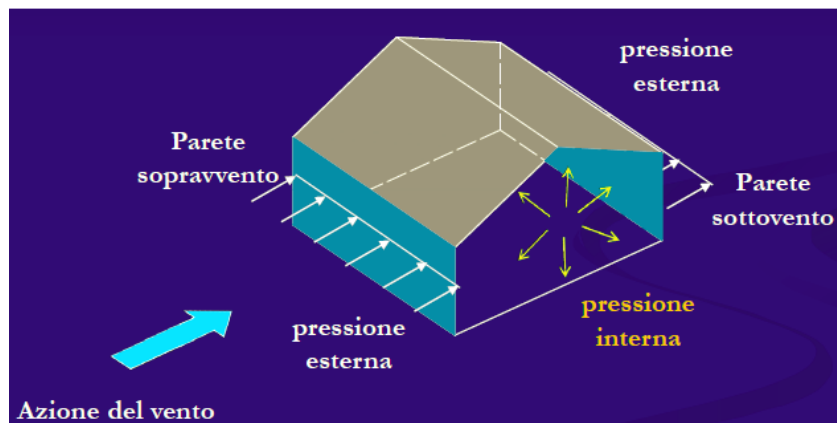


Figura 12 – Esempio dell'azione del vento

Coefficiente di forma (esterno)

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve:

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale
 $\alpha \geq 60^\circ$: $c_{pe} = +0,8$
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale
 $20^\circ < \alpha < 60^\circ$: $c_{pe} = +0,03\alpha - 1$ (α in gradi)
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale
 $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente):
 $c_{pe} = -0,4$

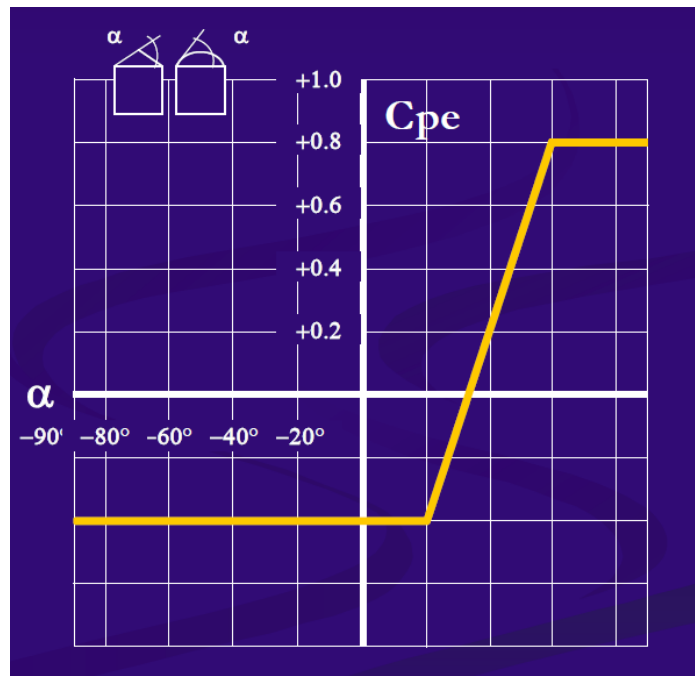


Figura 13 – Andamento del coefficiente di forma

Coefficiente di forma (interno)

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve:

- costruzioni completamente stagne: $c_{pi} = 0$
- costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$

Calcolo della pressione del vento utilizzata in progetto

Introdotte quindi tutte le formule necessarie, procediamo a calcolare la pressione a cui dovrà essere progettato il capannone. Per garantire che non vi siano restrizioni di zona di utilizzo verrà ipotizzata la situazione più sfavorevole possibile, sottoponendo la struttura ad una velocità del vento superiore alle medie registrate nelle normative.

1) Si prenda una velocità di riferimento $V_b = 40$ m/s che corrisponde ad un valore di ben 144 km/h.

2) La pressione cinetica di riferimento risulta quindi:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho_{\text{aria}} \cdot V_b^2 = 1000 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

3) Scegliamo la classe di rugosità D caratteristica delle aree prive di ostacoli e posizionandoci (incrociando i dati della Figura 3 relativi alle zone con il maggior rischio sismico) nella zona 3 ricaviamo i dati della seconda categoria di esposizione del sito dalla tabella 2.II:

$$k_r = 0.17 \quad z_0 = 0.01 \text{ [m]} \quad z_{\text{min}} = 2 \text{ [m]}$$

4) Imponendo come z_{min} quello del capannone, cioè 7 metri ed assumendo il coefficiente di topografia $c_t = 1$ ricaviamo quindi che il coefficiente di esposizione risulta $c_e = 2,5656$

5) Il coefficiente dinamico c_d viene assunto pari ad 1 e prendiamo infine il coefficiente di forma esterno $c_{pe} = 0.8$ grazie alla forma curvilinea caratteristica del capannone, che spezza l'azione del vento.

6) Possiamo infine ricavare che la pressione del vento risulta essere:

$$\mathbf{P} = q_b c_d c_e c_p = 1000 \cdot 1 \cdot 2,5656 \cdot 0,8 = \mathbf{2052,48 \text{ [N/m}^2\text{]}}$$

Tale pressione verrà utilizzata in fase di progetto nelle simulazioni in SolidWorks FlowSimulation, andando a quindi a testare la struttura ad un vento con una velocità di 144km/h.

2.3 Container ISO

Il più diffuso tra i contenitori è il *container ISO* (acronimo di *International Organization for Standardization*); si tratta di un parallelepipedo in metallo le cui misure sono state stabilite in sede internazionale nel 1967. A fronte di una larghezza comune di 8 piedi (244 cm) e una altezza comune di 8 piedi e 6 pollici (259 cm), sono diffusi in due lunghezze standard di 20 e di 40 piedi (610 e 1220 cm).

Sono anche omogenei gli attacchi, presenti sugli angoli del contenitore, specifici per il fissaggio sui vari mezzi di trasporto. In questo modo, tramite carrelli elevatori, carriponte, Straddle Carrier e gru sono facilmente trasferibili tra una nave (dove possono essere facilmente sovrapposti verticalmente), un vagone o un autocarro. Le caratteristiche di questi attacchi, unita alla robustezza intrinseca del contenitore, ne consentono l'impilazione l'uno sull'altro, migliorando l'utilizzazione dei moli, delle banchine e dei magazzini.

Il container ISO classico presenta le superfici laterali piene e una chiusura posteriore con due battenti facilmente sigillabili per evitare effrazioni. Forse la sua maggiore limitazione consiste nelle misure interne di carico che non consentono il carico affiancato di 2 bancali EUR nel loro lato maggiore.

Focalizzandoci ora sul container ISO 20 piedi andiamo ad elencare le sue caratteristiche:

- Peso a vuoto (tara): 2.050-2.650 kg
- Peso massimo a pieno: 18.270-27.980 kg
- Lunghezza esterna: 6.100 mm
- Lunghezza interna: 5.860 mm
- Larghezza esterna: 2.440 mm
- Larghezza interna: 2.310 mm
- Altezza esterna: 2.590 mm
- Altezza interna: 2.360 mm
- Larghezza apertura posteriore: 2.280 mm
- Altezza apertura posteriore: 2.270 mm
- Volume interno di carico: da 32 a 33,9 m³

Inoltre possiamo osservare le dimensioni interne nelle Figure 14, 15 e 16, le quali dovranno essere osservate per il posizionamento dei vari elementi della struttura per il trasporto.

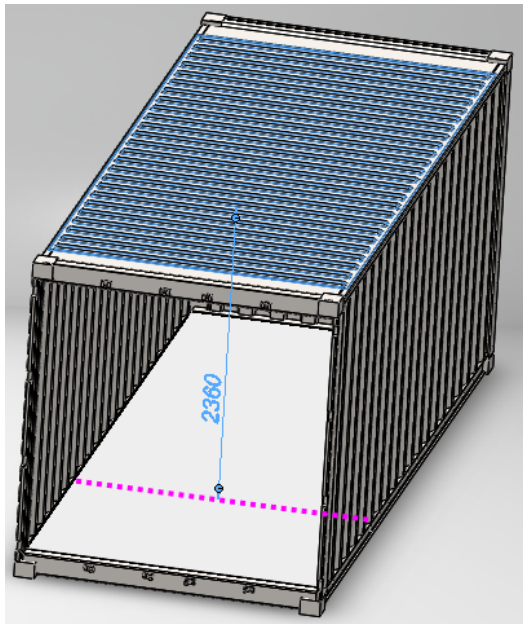


Figura 14 - Altezza interna Container

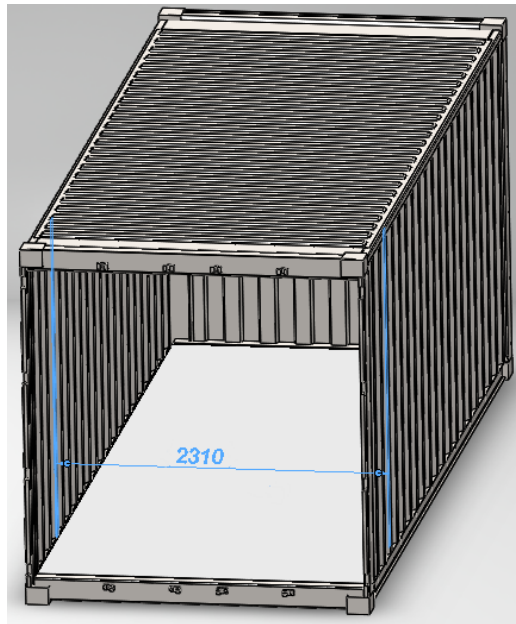


Figura 15 - Larghezza interna Container

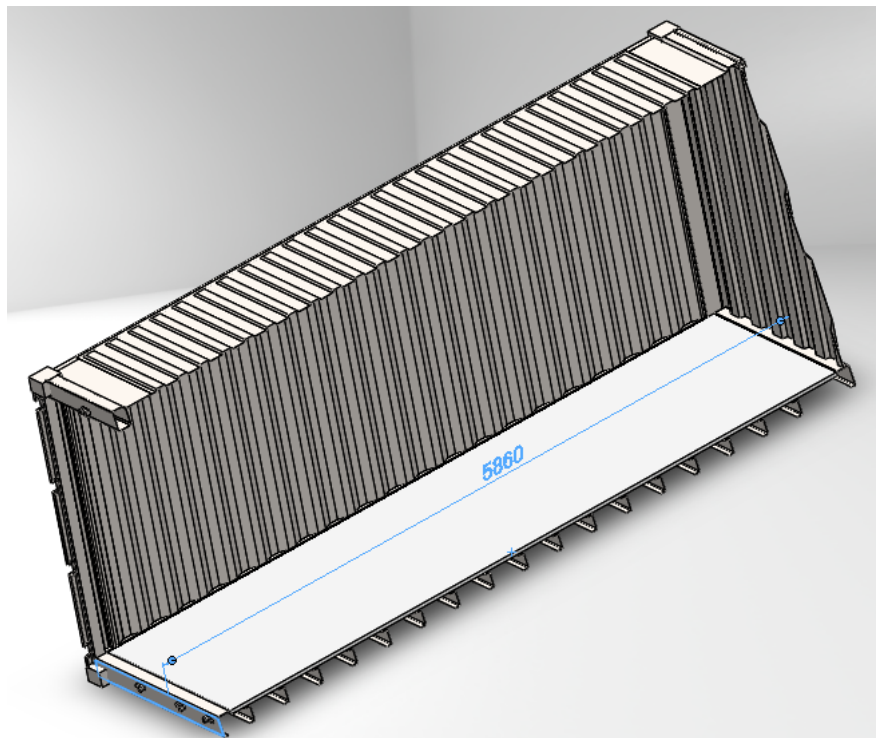


Figura 16 - Lunghezza interna Container 20 piedi

Capitolo 3

Scelta del materiale

La scelta del materiale risulta di fondamentale importanza per garantire le caratteristiche meccaniche necessarie a costruire una struttura solida e allo stesso tempo con un costo limitato. Basandosi su queste due caratteristiche andiamo quindi ad esaminare il miglior compromesso per effettuare la scelta più adatta alle nostre esigenze.

3.1 Confronto Alluminio-Acciaio.

Esistono molte ragioni per la scelta di un materiale per applicazioni strutturali, ma la questione determinante è che il prodotto deve essere accessibile, cioè il suo costo deve essere accettabile per il mercato. In generale, l'alluminio è un materiale particolarmente attrattivo in diverse applicazioni, grazie ad un costo favorevole del ciclo di vita, che è dato dalla somma del costo iniziale del prodotto finito, il costo di funzionamento o di mantenimento del prodotto durante la sua vita e il costo dello smaltimento o del riciclaggio dopo la sua vita utile. Inoltre, l'utilizzo dell'alluminio è cresciuto in molti campi, sostanzialmente perché il costo dell'alluminio rispetto a quello dell'acciaio, nel complesso, è diminuito gradualmente nell'arco di 100 anni di vita dell'industria dell'alluminio. E' quindi interessante operare un confronto con l'acciaio, non solo in termini di costi, al fine di identificare chiaramente le condizioni ed i campi di applicazione dove le leghe di alluminio possono essere competitive.

I principali requisiti delle leghe di alluminio sono:

- **Leggerezza.** Il peso specifico γ è 2.700 kg/m^3 , pari a un terzo di quello dell'acciaio;

- **Resistenza alla corrosione.** La superficie degli elementi di alluminio esposta all'atmosfera si combina con l'ossigeno per formare una sottile pellicola inerte di ossido di alluminio che blocca l'avanzamento del fenomeno dell'ossidazione, non richiedendo, in particolari condizioni di esposizione, particolari trattamenti protettivi. Al contrario, gli elementi di acciaio devono essere sempre protetti dalla corrosione in qualsiasi tipo di ambiente. Dal punto di vista della resistenza meccanica, come è stato sottolineato precedentemente, le leghe di alluminio rappresentano una grande famiglia di materiali, in cui il limite convenzionale di elasticità varia notevolmente, a partire da 30 N/mm^2 (alluminio puro) fino a 500 N/mm^2 (lega AlZnMgCu), mentre l'allungamento a rottura, in generale, si trova in un intervallo accettabile per applicazioni strutturali. Dal confronto tra i due diagrammi σ - ϵ di un acciaio ordinario e di una tipica lega di alluminio, si può osservare che (Figura 17):

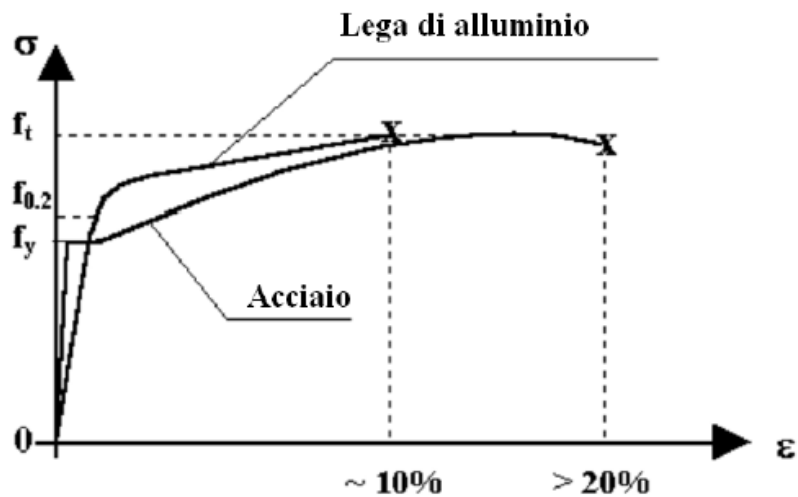


Figura 17 - Confronto fra le curve σ - ε di una lega di alluminio e di un acciaio ordinario

- Entrambi i materiali si comportano in modo elastico lineare con una pendenza diversa della curva fino al limite elastico $f_{0.2}$ per l'alluminio e il limite di snervamento f_y per l'acciaio. Questa parte della curva, che copre fondamentalmente i campi di funzionamento delle strutture, si differenzia per i due materiali solo in termini di pendenza.
- Dopo il campo elastico, le leghe di alluminio hanno un comportamento incrudente che non è preceduto da un tratto perfettamente plastico, che si evidenzia invece per l'acciaio;
- La deformazione ultima delle leghe di alluminio (circa 8-12%) è più bassa rispetto a quella dell'acciaio (superiore al 20%);
- Il rapporto $f_t/f_{0.2}$ per le leghe di alluminio è di solito inferiore rispetto a quello dell'acciaio e dipende del grado di incrudimento.

Le caratteristiche meccaniche delle leghe di alluminio possono essere descritte tramite una relazione generalizzata $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$, nota come legge di Ramberg-Osgood:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{B} \right)^n$$

dove:

E è il modulo di Young, $f_{0.2}$ è il limite elastico corrispondente ad una deformazione residua dello 0.2% e n è un parametro, al pari di B , da determinarsi sulla scorta di dati sperimentali. L'esponente n della legge di Ramberg-Osgood è fornito dalla seguente espressione:

$$n = \frac{\ln 2}{\ln \left(\frac{f_{0.2}}{f_{0.1}} \right)}$$

dove $f_{0.1}$ è la tensione corrispondente ad una deformazione residua dello 0,1%. A seconda del rapporto $f_{0.2}/f_{0.1}$, che caratterizza il “ginocchio” della curva σ - ϵ , si ottengono diversi valori di n , che sono utili per classificare le leghe di alluminio in relazione al grado di incrudimento che caratterizza la curva tensione - deformazione. Infatti, quando il rapporto $f_{0.2}/f_{0.1}$ tende a 1, l'esponente n tende a infinito e la legge Ramberg-Osgood diventa rappresentativa del comportamento degli acciai dolci. Al contrario, $n = 1$ fornisce un comportamento elastico lineare. I valori intermedi di n esprimono i comportamenti diversi delle leghe di alluminio: al diminuire dei valori di n il tasso di incrudimento aumenta. Per valori finiti di n , il parametro B esprime l'estensione del tratto in cui il primo termine della legge di Ramberg-Osgood (σ/ϵ) è prevalente sul secondo $(\sigma/B)^n$. Un'interpretazione efficace dei materiali strutturali mediante l'esponente n della legge Ramberg-Osgood è fornito in Figura 18, in funzione del rapporto $f_{0.2}/f_{0.1}$, dove le leghe di alluminio sono identificate mediante le classiche classi di Sutter. In generale, si può osservare che questa legge può essere adeguatamente utilizzata anche per rappresentare tutte le tipologie di materiali metallici, compresi gli acciai inox.

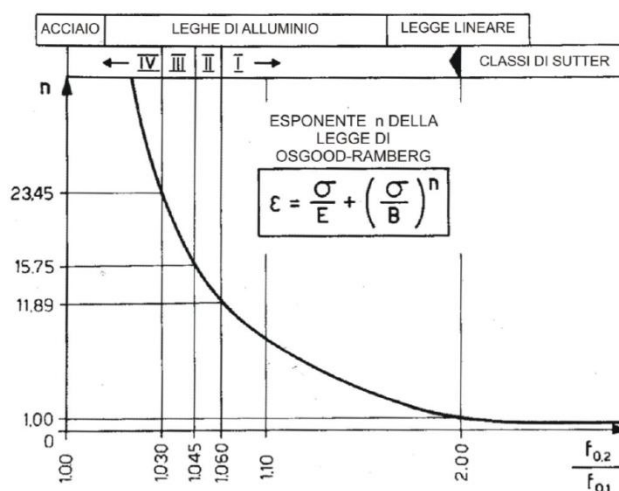


Figura 18 - Relazione fra $f_{0.2}/f_{0.1}$ e l'esponente n della legge Ramberg-Osgood.

In particolare, fra i vari legami costitutivi che interpretano i legami costitutivi delle leghe di alluminio, la legge di Ramberg-Osgood può essere calibrata per cogliere i fenomeni prevalentemente elastici (Figura 19.a) o quelli dove prevale il comportamento inelastico (Figura 19.b).

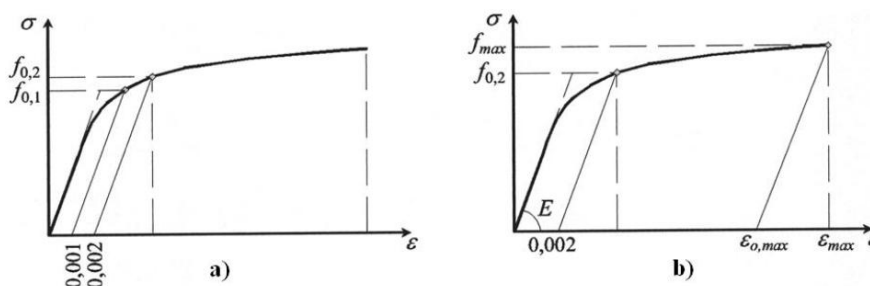


Figura 19 - Tipici legami delle leghe di alluminio impiegati per l'analisi strutturale.

Un parametro importante per il confronto dei materiali strutturali è il rapporto tra resistenza f_0 e peso specifico γ , essendo la resistenza di riferimento f_0 pari a f_y per l'acciaio e $f_{0.2}$ per le leghe di alluminio. Questo rapporto, moltiplicato per 10^5 cm, varia da circa 3 a 4.5 per gli acciai dolci, mentre assume valori da 8 a 17 per le leghe di alluminio. Tali risultati confermano quindi lo straordinario vantaggio strutturale derivante dall'uso delle leghe di alluminio. Tuttavia, non è sempre possibile usufruire completamente di tale vantaggio per queste strutture, in quanto, a causa del basso valore del modulo di Young, i fenomeni di instabilità possono verificarsi più facilmente che nelle strutture in acciaio, risultando, di conseguenza, più pericolosi.

Ulteriori osservazioni riguardanti le strutture in lega d'alluminio sono di seguito indicate:

- Le strutture in leghe di alluminio sono più sensibili alle variazioni termiche rispetto a quelle di acciaio, essendo il coefficiente di dilatazione termica α del primo metallo doppio di quello del secondo. Tale proprietà deve essere presa in considerazione in particolare durante la progettazione degli apparecchi di appoggio.
- Al contrario, le tensioni residue prodotte limitando le deformazioni termiche sono circa il 30% inferiori a quelle delle strutture in acciaio, in quanto esse sono proporzionali al prodotto αE .
- I componenti strutturali in lega di alluminio possono essere prodotti per laminazione, estrusione e fonderia. Il processo di estrusione è di particolare interesse in quanto permette la fabbricazione dei profili di qualsiasi forma, contrariamente a quanto si verifica per l'acciaio, le cui forme, essendo limitate dal processo di laminazione a caldo, risultano normalizzate.

La nostra scelta in base ai requisiti di leggerezza, possibilità di creare profili per estrusione e tubolari, resistenza alla corrosione e costo ricadrà ovviamente sull'utilizzo di una lega di alluminio, non escludendo che, nel caso la struttura dovesse cambiare funzione (ad esempio se venisse utilizzata in ambito militare) bisognerebbe riconsiderare la possibilità di utilizzare anche leghe di acciaio.

3.2 Leghe di alluminio per uso strutturale.

L'alluminio non è solo un materiale, ma rappresenta una famiglia composta da vari gruppi di leghe le cui proprietà meccaniche variano ampiamente sia da un gruppo all'altro che all'interno di ciascun gruppo. Dal punto di vista degli impieghi tecnologici, le leghe di alluminio possono essere suddivise in otto serie, secondo la classificazione dell'*American Association*. In tale classificazione ciascuna lega è contraddistinta da quattro numeri: la prima delle quattro cifre caratterizza l'elemento principale della lega, mentre le rimanenti tre sono rappresentative degli elementi alleganti principali. Elenchiamo quindi le varie tipologie con cui vengono classificate.

Serie 1000: Alluminio industrialmente puro

I materiali appartenenti a questa serie sono caratterizzati da una elevata percentuale di alluminio (98,8-99%). Essi possono essere utilizzati sotto forma di lamiere in strutture soggette a stati di sollecitazione non elevati. L'industria chimica usa spesso questi materiali per la realizzazione di contenitori e serbatoi, grazie all'elevata resistenza alla corrosione dell'alluminio stesso. Ad un basso limite di elasticità corrisponde una duttilità eccellente, essendo la deformazione ultima pari a ($\varepsilon_{\tau} = 30 \div 40\%$). Se il materiale è soggetto ad incrudimento, la resistenza può essere incrementata fino a 100 Nmm^{-2} , ma contemporaneamente la duttilità si riduce drasticamente ($\varepsilon_{\tau} = 3 \div 4\%$).

Serie 2000: Leghe alluminio-rame (nome commerciale Avional)

Queste leghe sono generalmente prodotte sotto forma di profilati, lastre e tubi. Quando assoggettate a trattamento termico, il limite elastico $f_{0,2}$ può aumentare fino a 300 Nmm^{-2} , con una duttilità sufficiente caratterizzata da $\varepsilon_{\tau} = 10\%$. Dal momento che la resistenza alla corrosione di queste leghe non è molto elevata, è necessario applicare opportuni trattamenti protettivi, specialmente se gli impieghi avvengono in ambienti corrosivi. A causa della loro cattiva saldabilità, tali leghe non sono molto popolari nel settore dell'Ingegneria Strutturale. Esse vengono fondamentalmente impiegate nell'industria aeronautica mediante l'impiego di collegamenti rivettati.

Serie 3000: Leghe alluminio-manganese

Queste leghe non possono essere sottoposte a trattamento termico e hanno una resistenza leggermente superiore a quella dell'alluminio puro, mantenendo una duttilità molto elevata, che permette l'applicazione di severi processi di lavorazione a freddo per aumentarne la resistenza. Sono resistenti alla corrosione. Applicazioni specifiche, che vedono l'impiego di tali leghe, sono pannelli e lamiere grecate per sistemi di copertura.

Serie 4000: Leghe alluminio-silicio

Le proprietà di queste leghe sono simili a quelle della serie 3000. Tuttavia esse vengono solo raramente utilizzate e trovano applicazione esclusivamente come materiale per elettrodi da saldatura.

Serie 5000: Leghe alluminio-magnesio (nome commerciale Peraluman)

Anche se queste leghe non possono essere sottoposte a trattamento termico, le loro proprietà meccaniche sono superiori a quelle corrispondenti alle serie 1000, 3000 e 4000. La loro resistenza può essere incrementata mediante lavorazione a freddo fino ad ottenere valori del limite elastico $f_{0.2}$ pari a 200 Nmm⁻², mantenendo una buona duttilità (ϵ_τ fino al 10%). La resistenza alla corrosione è sostanzialmente elevata, soprattutto in ambiente marino, quando il contenuto di Mg è inferiore al 6%. Queste leghe sono spesso utilizzate nelle strutture saldate, dal momento che la loro resistenza non è drasticamente ridotta nelle zone termicamente alterate.

Serie 6000: Leghe alluminio-silicio-magnesio (Anticorodal)

Mediante trattamento termico, la resistenza di queste leghe può essere incrementata fino a 250 Nmm⁻², conservando al tempo stesso una buona duttilità (ϵ_τ fino al 12%). Tali leghe sono resistenti alla corrosione. Esse sono particolarmente adatte per l'estrusione e possono essere anche impiegate nella produzione di sezioni tubolari. Queste leghe sono usate sia nelle strutture saldate sia in quelle che prevedono collegamenti bullonati o rivettati.

Serie 7000: Leghe alluminio-zinco (Ergal)

Queste leghe sono prodotte sotto forma di profili estrusi e lamiere a caldo. Esse possono essere suddivise in due sotto-famiglie a seconda della percentuale di rame, come terzo elemento nella lega:

- Leghe AlZnMg raggiungono una resistenza notevole, essendo il limite elastico $f_{0.2}$ superiore a 250 Nmm⁻², con una duttilità abbastanza buona (ϵ_τ fino al 10%). Sono inoltre resistenti alla corrosione. Queste leghe sono generalmente utilizzate nelle applicazioni strutturali, perché sono particolarmente adatte in strutture saldate a causa del loro comportamento basato sull'auto-rinvenimento, che consente di recuperare la resistenza iniziale nelle zone termicamente alterate.
- Leghe AlZnMgCu sono le leghe che raggiungono la più alta resistenza dopo il trattamento termico, con valori di $f_{0.2}$ fino a 500 Nmm⁻². Al contrario delle leghe della serie 6000, presentano bassa saldabilità e non sono resistenti alla corrosione, a causa della presenza di rame, e pertanto necessitano di protezione mediante rivestimento o pitturazione.

Riassumendo brevemente avremo quindi la tabella 3.I:

<i>Designazione</i>	<i>Elementi Leganti</i>
AA 1xxx	Nessuno, Al >99%
AA 2xxx	Rame (Magnesio, Silicio)
AA 3xxx	Manganese (Magnesio, Silicio)
AA 4xxx	Silicio
AA 5xxx	Magnesio
AA 6xxx	Magnesio e Silicio (AlMg ₂ Si)
AA 7xxx	Zinco, Magnesio e Rame (AlMgZn ₂)

3.3 Scelta Alluminio 6063 T6

Dopo aver presentato in linea generale le leghe di alluminio dobbiamo concentrarci sulla scelta del materiale. Come base di partenza ci siamo focalizzati sulla serie 6000, che si presta in particolar modo all'ambito strutturale e garantisce una elevata resistenza alla corrosione.

La scelta finale è poi ricaduta sull' Al 6063 T6, dove T6 indica il trattamento termico di tempra di solubilizzazione ed invecchiamento artificiale per aumentarne le caratteristiche meccaniche. L'Al 6063 T6 è di ampio utilizzo e presenta una facile reperibilità grazie alla particolare predisposizione ad essere estruso e per produrre tubolari. Grazie ad una piccola indagine di mercato e alla collaborazione con l'azienda in cui ho svolto il tirocinio formativo universitario ho potuto raccogliere dei dati relativi al costo di diverse leghe di alluminio (come l'Al 6082 T6) ma la scelta è stata facilmente indirizzata sul 6063 grazie al compromesso tra proprietà e costo molto contenuto.

Si può osservare in Figura 20 una tabella di tutte le caratteristiche specifiche del materiale.

AA 6063 T6			
Densità	2.7 g/cm ³	Calore latente di fusione	390 J/g
Durezza HB	73	CTE, linear 20°C	23.4 µm/m-°C
Tensione di Rottura	241 MPa	CTE, linear 250°C	25.6 µm/m-°C
Tensione di snervamento	214 MPa	Capacità Termica	0.9 J/g-°C
Allungamento a rottura	12 %	Conducibilità Termica	200 W/m-K
Modulo di Elasticità	68.9 GPa	Temperatura di Solido	616 °C
Coefficiente di Poisson	0.33	Temperatura di Liquido	654 °C
Shear Modulus	25.8 GPa	Temperatura di ricottura	413 °C
Shear strength	152 MPa	Temperatura di soluzione	521 °C
Fatigue strength	68.9 MPa	Temperatura di Invecchiamento	177 °C

Figura 20 - Tabella descrittiva Al 6063 T6

Si riporta inoltre una breve lista dei costi ricavati dell'Al 6063 T6:

- Barra piena diametro fino 800mm e lunghezza 2metri: 2.10 €/kg
- Tubolare 100x100x3mm, piccole quantità (sotto 500kg): 3.90 €/kg
- Tubolare 100x100x3mm, grandi quantità : 3 €/kg
- Profilato ad U 300x200x5: 2.90 €/kg
- Tubolare tondo Ø 94 spessore 3, piccole quantità: 3.50 €/kg
- Tubolare tondo Ø 94 spessore 3, grandi quantità: 3 €/kg

Capitolo 4

Sviluppo del progetto

4.1 Modellazione del progetto in SolidWorks

SolidWorks è un software di disegno e progettazione tridimensionale parametrica. Si è scelto di utilizzare questo software perché contiene i pacchetti *SolidWorks Flow Simulation* e *SolidWorks Simulations*, i quali consentono, rispettivamente, il calcolo della fluidodinamica computazionale, rendendo quindi possibile simulare il flusso dei fluidi attorno ad un corpo ed il calcolo di forze e/o pressioni agenti sulla struttura. Per poter funzionare, Flow Simulation, necessita di un corpo solido con volume ben definito. Si è quindi proceduto con la realizzazione di due modelli in SolidWorks: il primo che costituisce l'assemblaggio vero e proprio della struttura ed il secondo che rappresenta il volume semplificato per le simulazioni del vento.

Partendo dal requisito di voler ricoprire un'area di almeno 20metri per 10, andiamo a sviluppare la base su cui appoggerà la struttura.

Da cataloghi disponibili online abbiamo scelto un profilato U con misure unificate 300x200x5 della lunghezza di 5 metri. Ne disponiamo tre in serie ed infine utilizziamo alle estremità una trave curva con raggio 4 metri e stesso tipo di sezione, di modo da garantire le dimensioni volute, come mostrato in Figura 21:

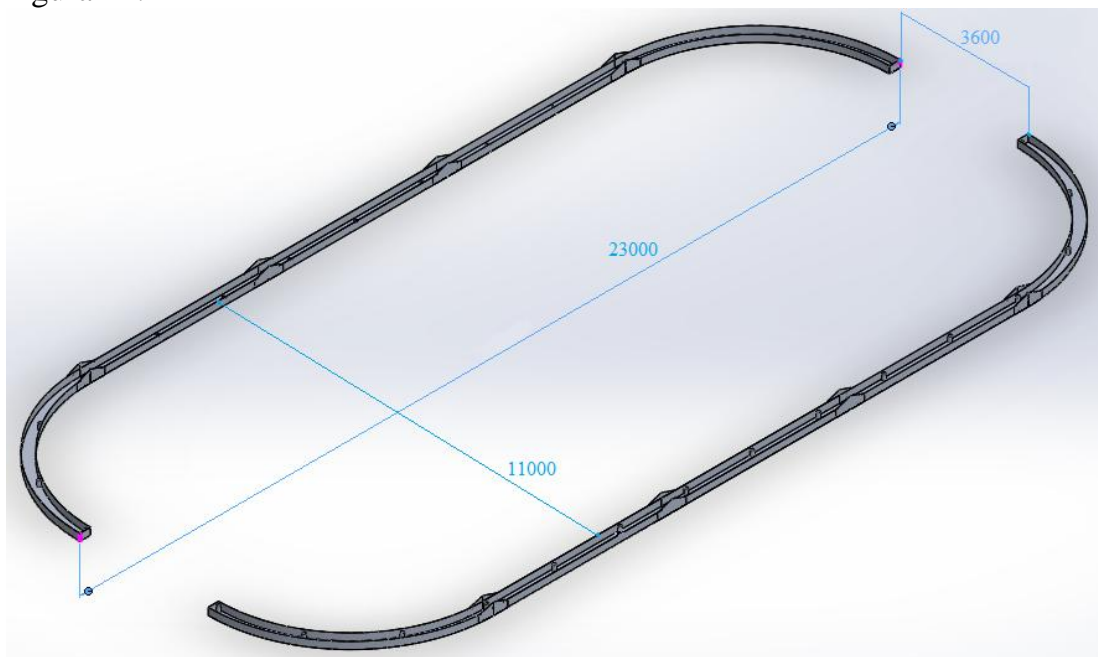


Figura 21 – Base della struttura

Successivamente siamo andati a creare il profilo dei tubolari di sezione 100x100x3 che costituiranno l'arcata portante della struttura. La prima sezione risulta essere diritta (con una lunghezza di 1500mm) per poter essere meglio centrata sulla base mentre successivamente assume un andamento curvilineo allo scopo di smorzare l'effetto del vento. Queste travi sono quindi poste ad una distanza di 1850mm tra loro per garantire una buona distribuzione del carico. Possiamo osservare i tubolari nelle Figure 22 e 23:

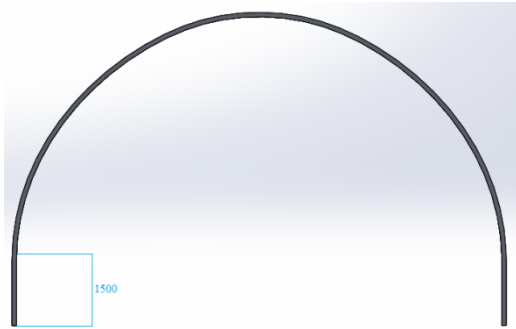


Figura 22 - Arcata formata dai tubolari

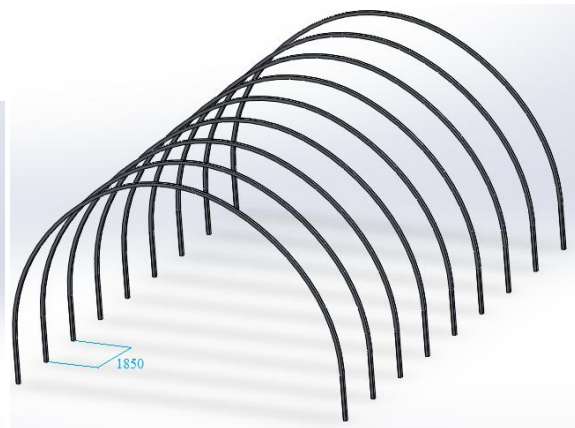


Figura 23 - Disposizione delle arcate

Procedendo con l'assemblaggio otteniamo quindi lo scheletro della struttura in Figura 24:



Figura 24 - Scheletro portante della struttura

A questo punto dovremo concentrarci sull'ingresso, il quale, avendo la base spostata in avanti rispetto alla prima arcata, necessiterà di un nuovo profilo del tubolare, anch'esso con uno sviluppo verticale iniziale per poi assumere una determinata curvatura (Figura 25). Questi tubolari, collegati alla struttura di arcate forniranno anche i supporti e le guide delle porte scorrevoli. Posizioniamo inoltre altre 2 travi che poste ad un angolo di 30° tra loro e che seguono il profilo della base, andranno a creare in 3D un profilo concavo (Figura 26) tale da evitare superfici perpendicolari all'azione del vento nel caso esso agisca lungo le due superfici più estese.

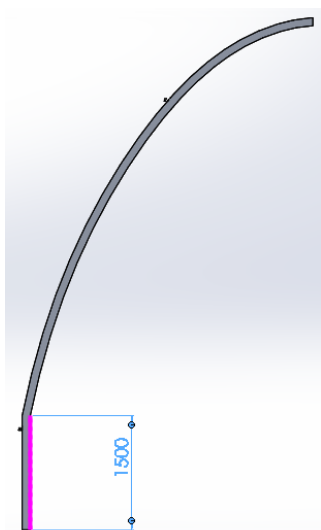


Figura 25 – Trave sorreggi porta



Figura 26 – Sviluppo frontale delle travi

Per fornire solidità alla struttura sono necessari dei tiranti ed in questo caso sono stati utilizzati con profilo quadrato 30x30.

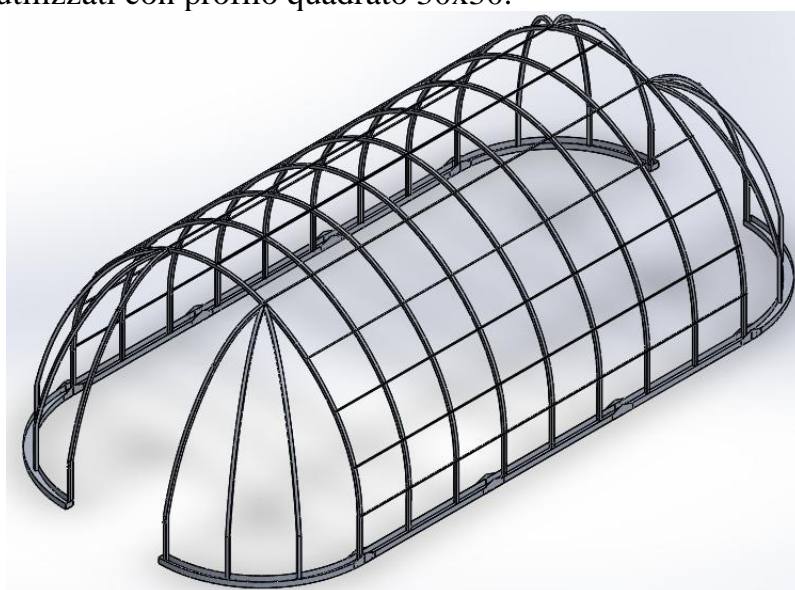


Figura 27 – Struttura con tiranti

Onde evitare il collasso della struttura sono necessari dei controventi (Figura 28) che verranno installati nelle prime due file delle arcate, garantendo la verticalità della struttura e facilitando il montaggio della stessa.

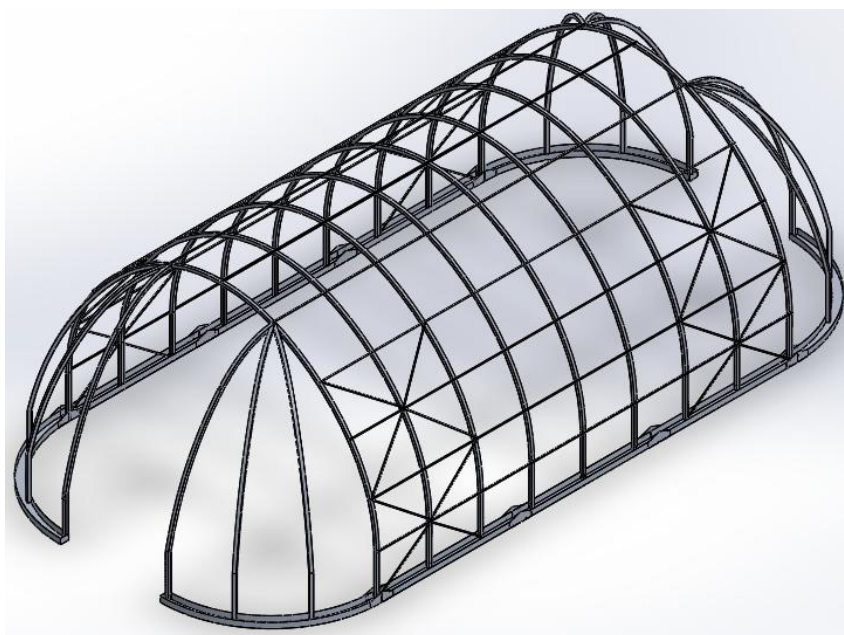


Figura 28 – Struttura con controventi

Possiamo quindi dire che la struttura ha già acquisito un notevole grado di stabilità. Concentriamoci infine nella parte anteriore andando ad osservare i tiranti curvi utilizzati (Figura 29), il tubolare che fornisce l'altezza massima dell'ingresso (Figura 30) e la porta sempre composta da tubolari (Figura 31). La trave in Figura 30 oltre ad aiutare nel posizionamento potrà successivamente essere utilizzato per sorreggere una eventuale grembialina in lamiera, per proteggere dalle possibili infiltrazioni della pioggia.

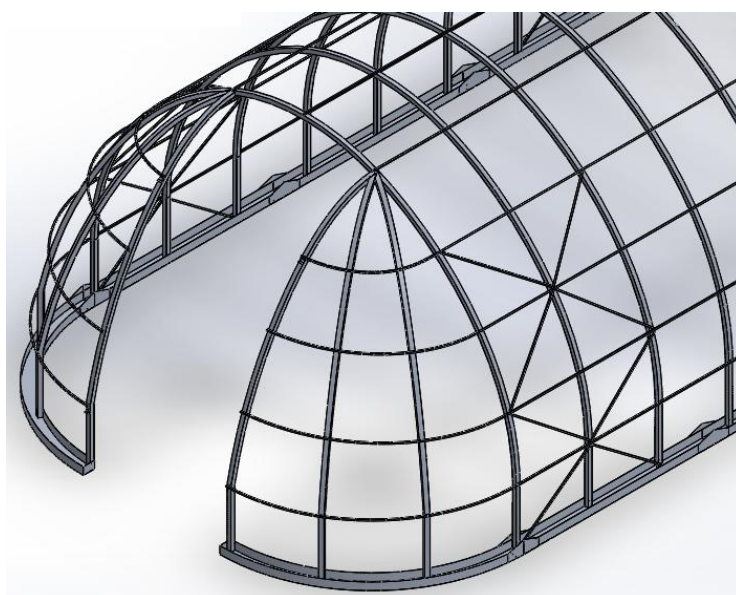


Figura 29 – Tiranti anteriori curvi

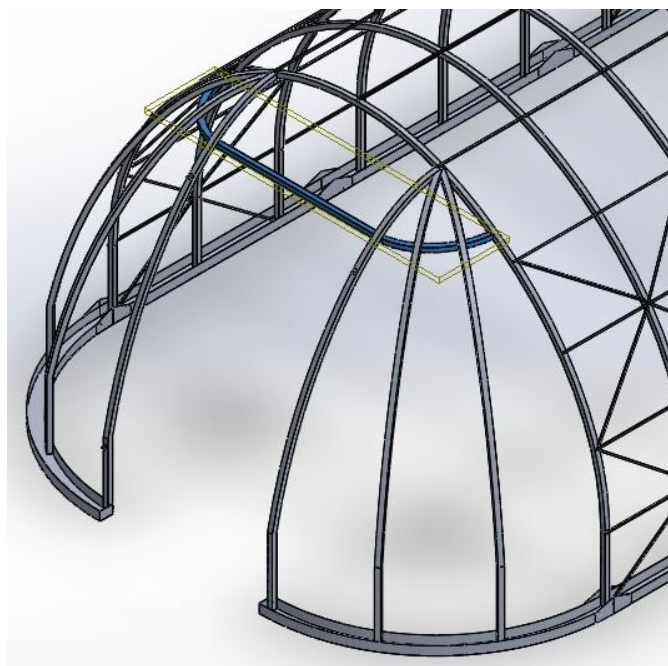


Figura 30 – Trave porta superiore

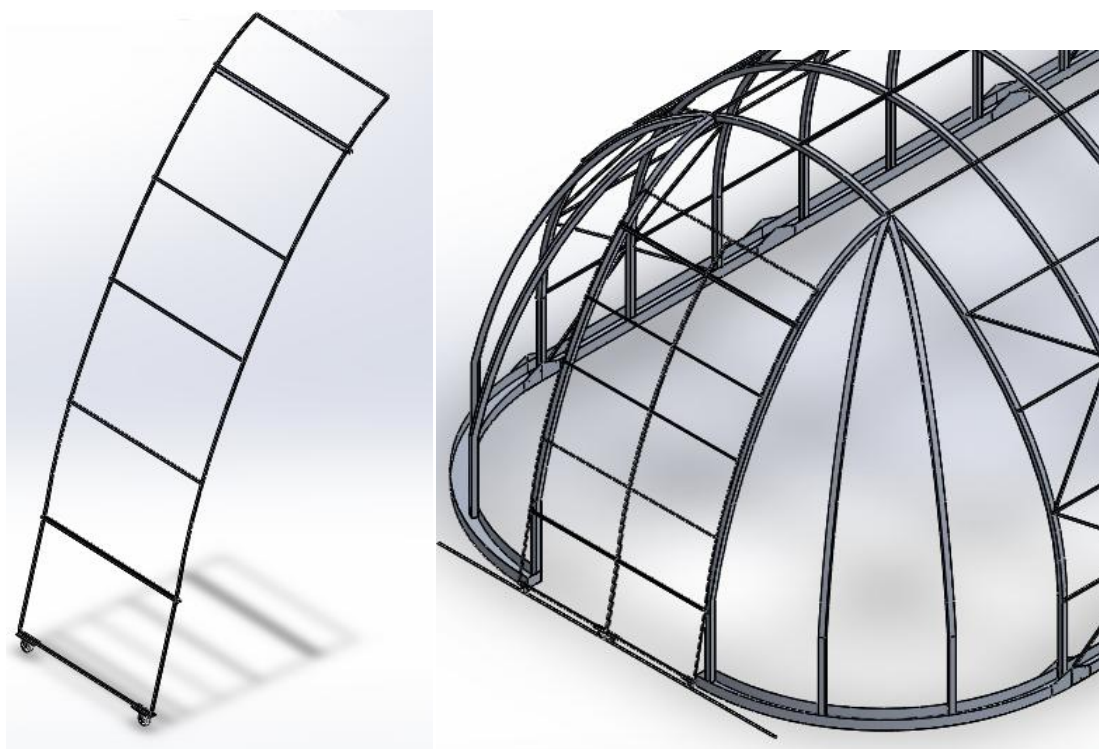


Figura 31 – A sinistra possiamo osservare una singola anta composta da tubolari, le guide e le ruote già assemblate. Nell'immagine a destra vediamo invece una doppia anta scorrevole posizionata sulla struttura

Osserviamo infine il disegno complessivo del capannone in Figura 32 con le porte chiuse ed in Figura 33 con le porte completamente spalancate, prendendo come altezza di riferimento l'uomo di statura 1800mm ed il container ISO 20 piedi di altezza esterna di circa 2600mm.

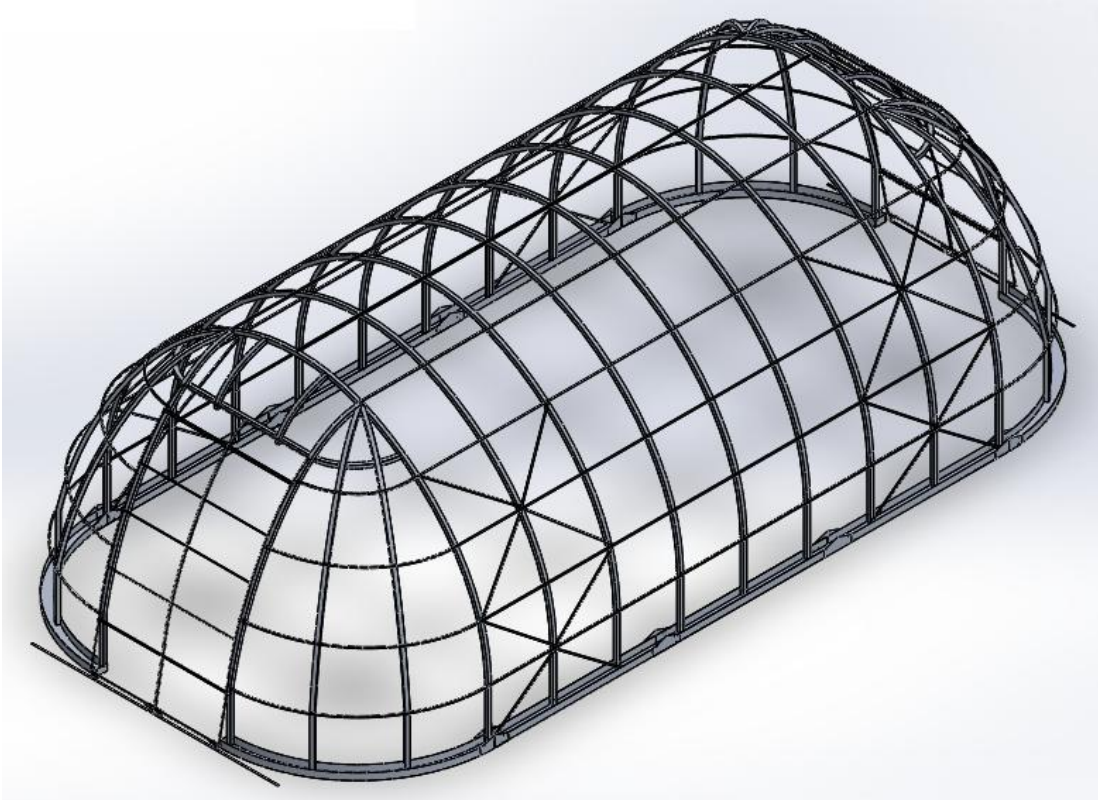


Figura 32 – Assemblaggio finale del capannone

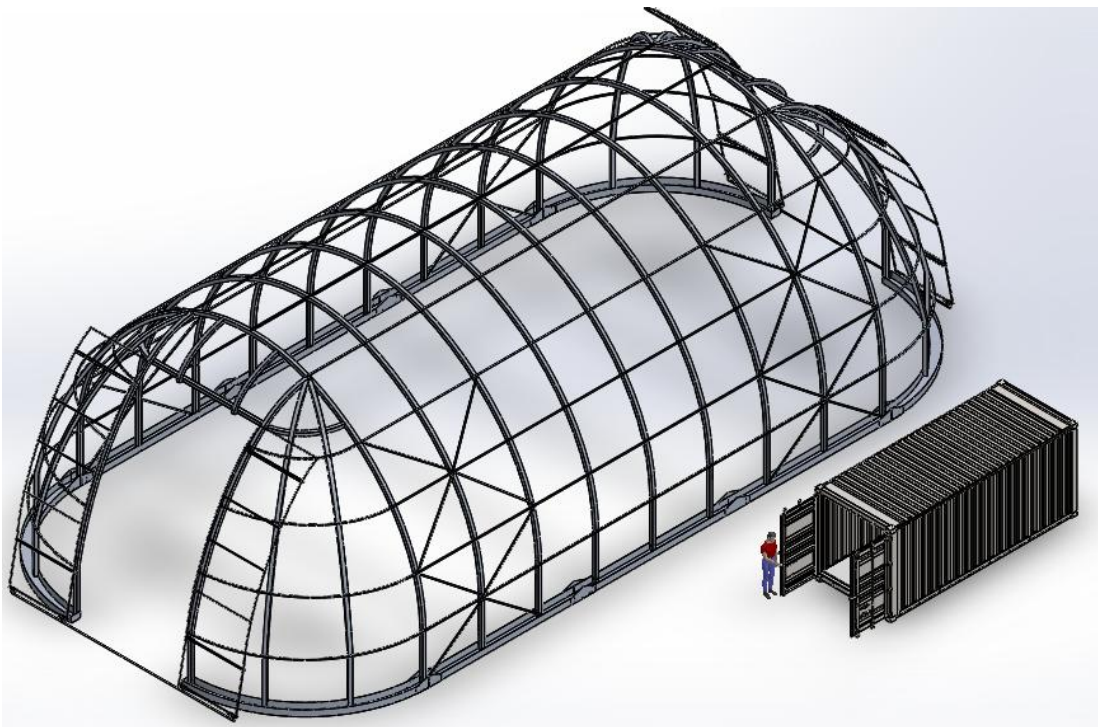


Figura 33 – Assemblaggio finale del capannone con elementi comparatori

Nella realizzazione del complessivo sono stati tenuti in considerazione alcuni dettagli costruttivi atti a facilitare l'assemblaggio e garantire il corretto posizionamento degli elementi. Osserviamo in particolar modo alcuni accorgimenti:

4.1.1 Assemblaggio base della struttura e posizionamento dei tubolari

Per l'assemblaggio della base si utilizzeranno lamiere di piccolissimo spessore, prodotte con taglio laser, che posizionate nelle zone di giunzione dei profilati verranno assicurate con l'utilizzo di viti (Figura 34). Inoltre per facilitare il posizionamento dei tubolari verticali nei profilati che costituiscono la base verranno saldati dei cilindri di diametro $\varnothing=94$ nelle posizioni prestabilite già in fase di fabbricazione. Una volta inserito il tubolare quadro nella guida si potrà quindi procedere al fissaggio tramite l'utilizzo di due viti automaschianti (Figura 35).

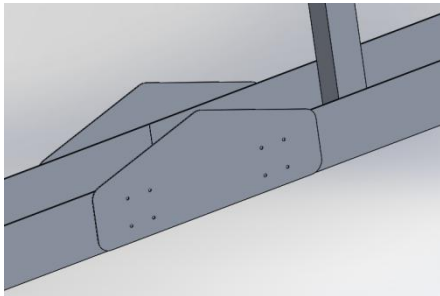


Figura 34 - Accoppiamento profilati U

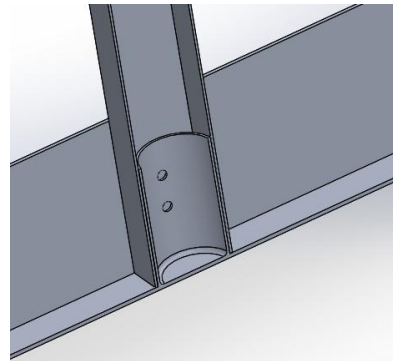


Figura 35 - Accoppiamento profilati/tubolare

4.1.2 Collegamento tra tubolari

I tubolari utilizzati presentano tutti lunghezze comprese tra 1500 e 2000mm, osserviamo quindi le giunzioni tra tubolari (Figura 36). L'accoppiamento avviene mediante l'utilizzo di un tubolare tondo posizionato internamente e quattro viti automaschianti.

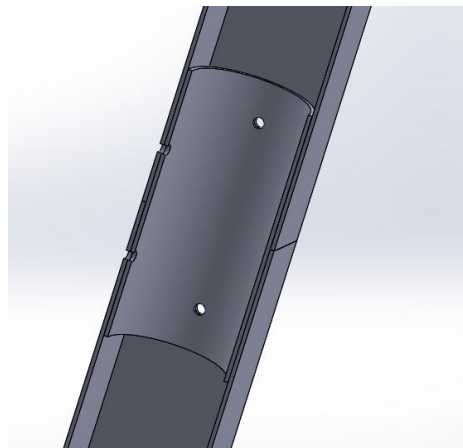


Figura 36 - Zona di giunzione tra tubolari

4.1.3 Porta a due ante scorrevoli

La porta, anch'essa strutturata in tubolari, presenta alcuni elementi di elevata rilevanza. Il collegamento tra i vari tubolari è effettuato seguendo il metodo precedentemente descritto, mentre dovremo soffermarci ad osservare le guide su cui scorre la porta (Figura 37) e le ruote (Figura 38). Le ruote hanno un diametro sufficientemente elevato ($\varnothing=120\text{mm}$) considerando la porta scorrevole avrà un peso non trascurabile e vengono assemblate tramite l'utilizzo di viti e bulloni. Nell'assemblaggio finale verrà utilizzata anche una guida per le ruote per garantirne il posizionamento e favorirne il funzionamento.

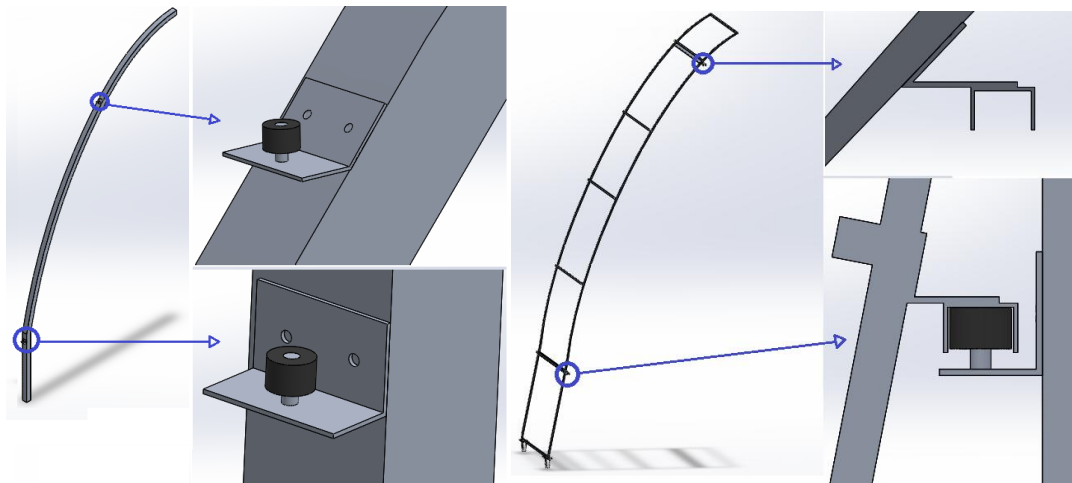


Figura 37 – Particolari delle guide nella trave e nella porta stessa

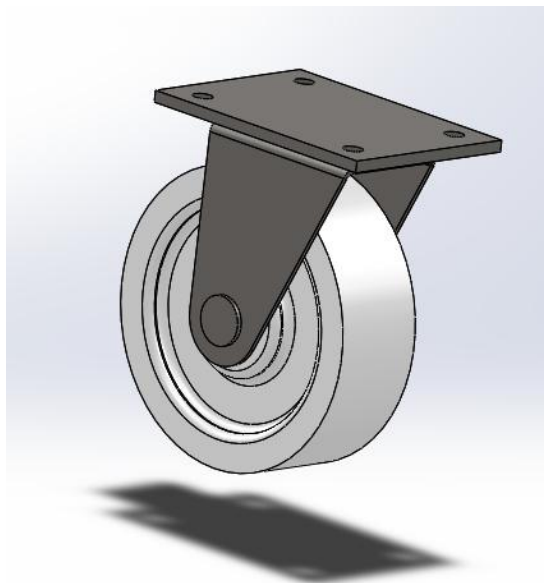


Figura 38 – Ruota utilizzata per lo scorrimento delle ante

4.2 Posizionamento in un Container ISO 20 piedi.

Osserviamo ora il posizionamento degli elementi all'interno del container cercando di garantire una distribuzione del peso abbastanza uniforme onde evitare pericoli durante gli spostamenti. Sfortunatamente la qualità delle immagini non è ottimale a causa della grande quantità di elementi contenuti nell'insieme ed alla difficoltà di mettere in mostra tutti i vari elementi. Ad ogni modo l'obiettivo che ci eravamo prefissati è stato raggiunto e possiamo affermare che non vi sono problemi di volume.

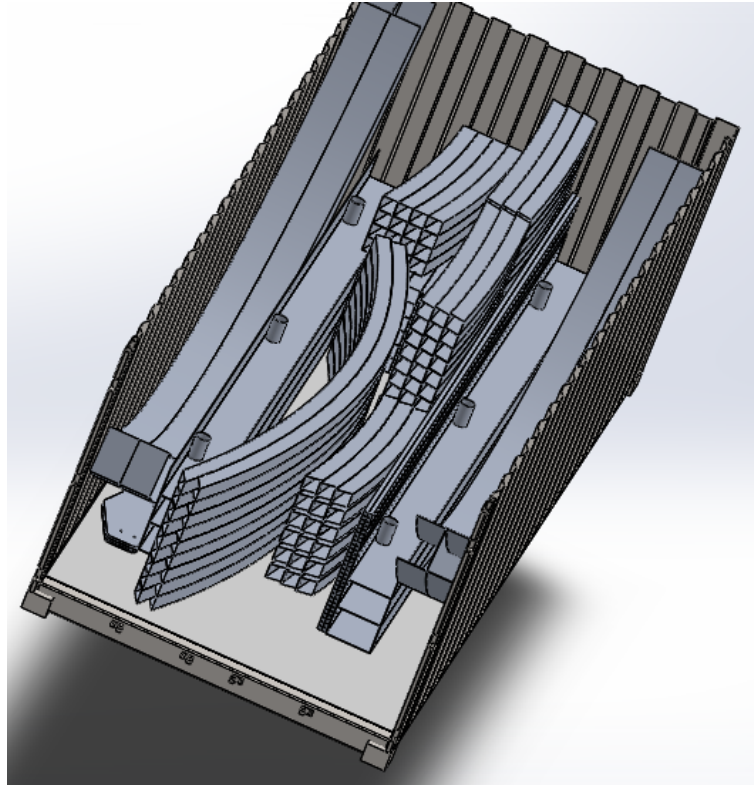


Figura 39 – Vista superiore del container caricato con gli elementi della struttura

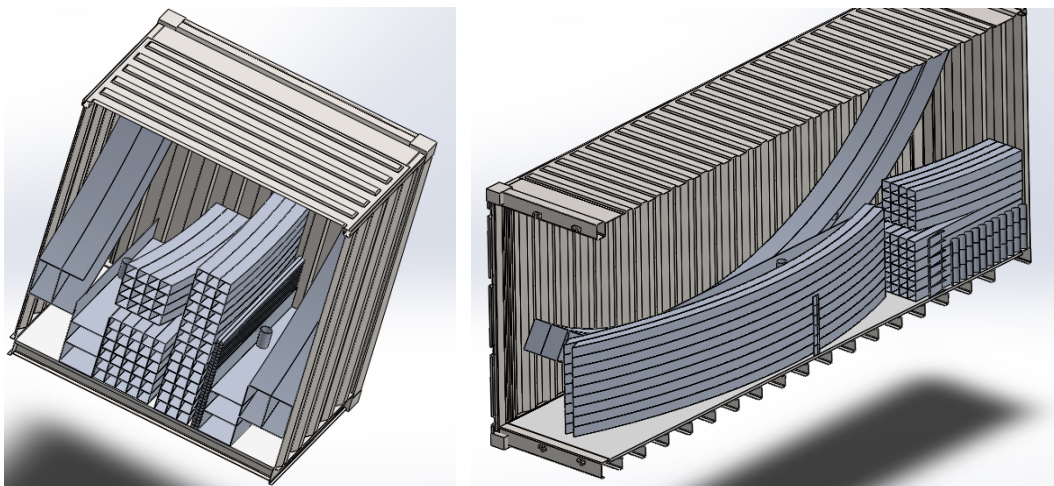


Figura 40 – Particolari del container carico con viste in sezione

Capitolo 5

I collegamenti

Per il primo assemblaggio, i tubolari verranno collegati mediante l'utilizzo di viti automaschianti in grado di forare direttamente l'alluminio. Date le eccellenti qualità meccaniche delle leghe di cui sono composte le viti automaschianti non sono stati effettuati calcoli a taglio perchè ritenuti non necessari. Ipotizzando che la struttura venga montata e successivamente smontata l'utilizzo delle viti automaschianti perde valore in quanto il filetto creato durante il primo accoppiamento non sarà più utilizzabile al meglio. Passeremo quindi all'utilizzo di rivetti a strappo svincolandoci completamente dal problema dello svitamento.

5.1 Viti automaschianti.

Nell'alluminio solitamente si usa praticare i fori ma non filettarli, lasciando che venga realizzato da apposite viti al momento del fissaggio. In alcuni casi si può ricorrere all'utilizzo delle viti autoperforanti, le quali presentano una punta particolarmente appuntita e sono in grado di perforare materiali sottili come lamiere e materiali plastici, senza bisogno di praticare precedentemente un foro di invito. Esistono anche le cosiddette viti "automaschianti", che possono sostituire le normali viti metriche in molte occasioni. Infatti la particolare conformazione del gambo, a sezione trilobata anziché cilindrica, consente loro di costruire un filetto metrico al momento del primo avvvitamento, fungendo da veri e propri "maschi a filettare". Queste viti per alluminio presentano di solito una scanalatura longitudinale che ha lo scopo di scaricare il truciolo prodotto dall'incisione del materiale che durante il primo avvvitamento, rimanendo intrappolato, ne aumenta il bloccaggio (diminuendo quindi il pericolo dello svitamento). Si riporta in Figura 41 un esempio di vite automaschiante:

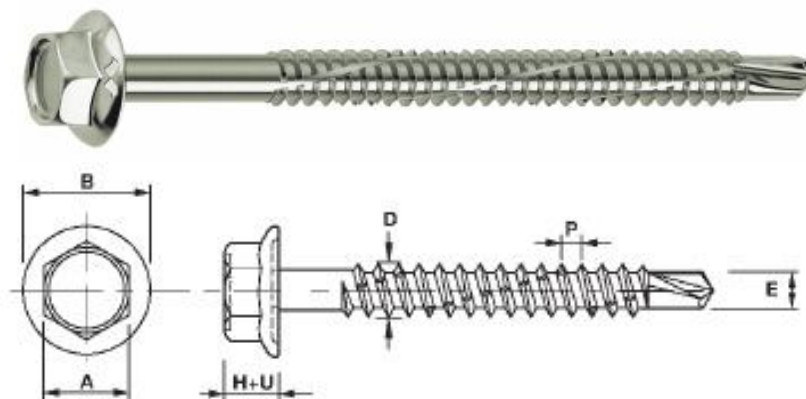


Figura 41 – Vite automaschiante e relativo disegno 2D

5.2 Rivetti a strappo.

Il rivetto è un giunto meccanico non smontabile, che serve alla giunzione di due o più lamiere, in particolare metalliche. Si usa soprattutto per la giunzione di materiali tra i quali non è possibile realizzare saldature. Il rivetto è un giunto non smontabile, ovvero l'accoppiamento meccanico è definitivo e può essere disassemblato solo distruggendo il rivetto stesso. Ponendoci nel nostro caso andremo ad utilizzare dei rivetti a strappo, utilizzati ogni volta in cui non sia disponibile l'accesso per formare la controtesta. Il cilindro del rivetto è cavo, e contiene una spina, che viene strappata, deformando plasticamente l'estremità, andando a creare una zona finale con diametro maggiore. Tali rivetti sono installati con un apposito attrezzo che, mentre trattiene la testa con un collare, garantendo il corretto posizionamento del rivetto, tira verso l'esterno la spina per formare la controtesta; dopodiché, la spina viene rotta a trazione, essendo dotata di un'apposita zona di rottura.

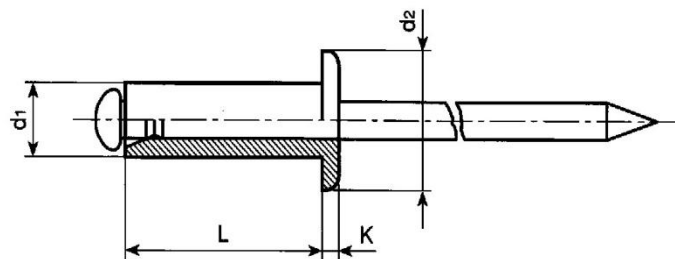


Figura 42 – Disegno di un generico rivetto a strappo

5.3 Saldature

Come già precedentemente esplicitato nei profilati che costituiscono la base verranno posizionati dei tubolari tondi adibiti a facilitare il posizionamento dei tubolari quadrati verticali. Tale operazione è effettuata tramite una saldatura direttamente in fase di fabbricazione ed è consentita grazie alla buona predisposizione dell'Al 6063 T6.

Allo stesso modo potremo eventualmente utilizzare la saldatura per preparare le ante della porta, creando due o più blocchi per poter essere posizionate nel container e venire assemblate più facilmente durante la costruzione.

Capitolo 6

Prove a vento

Passiamo ora alla parte più importante del progetto, che consiste nelle prove di simulazione a vento con i dati di progetto ricavati nel Cap. 2.2.

6.1 Computational Fluid Dynamics CFD

Una volta completato il disegno del complessivo, è stato opportuno fare alcune simulazioni con l'ausilio di una "aggiunta" presente in SolidWorks, chiamata FlowSimulation. Con essa è possibile programmare ed eseguire delle analisi dettagliate di flussi attorno a dei corpi, prevedendo quindi i valori di pressione, temperatura, densità e molto altro, tramite una simulazione.

Questa tecnica di lavoro è chiamata, Computational Fluid Dynamics CFD che permette quindi lo studio di problemi fluidodinamici di flussi laminari e turbolenti, tramite l'utilizzo del computer.

Per eseguire la simulazione, come introdotto nel capitolo 4.1, ci siamo quindi serviti di un volume semplificato della struttura (Figura 43) che però rispetta con buona precisione le varie geometrie esterne esposte al vento.

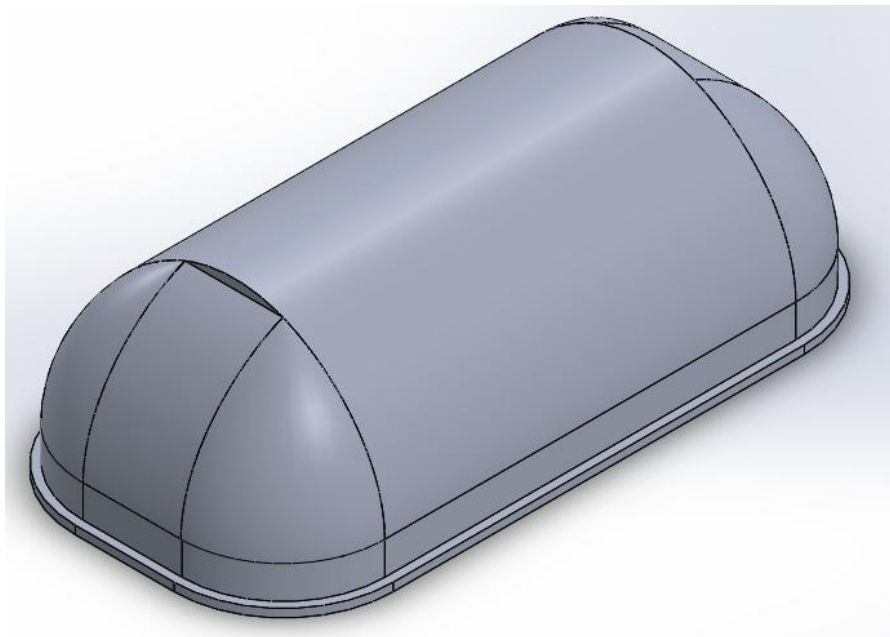


Figura 43 – Volume utilizzato per prove a vento

L'approccio tipico richiede di discretizzare il dominio fluido in celle elementari così da ottenere una griglia di calcolo (anche detta mesh), sulla quale applicare dei metodi di risoluzione iterativi al fine di risolvere le equazioni di Navier-Stokes o le equazioni di Eulero.

Nei diversi approcci evidenziati la procedura di analisi risulta quasi sempre simile:

1. Viene definita la geometria (o dominio fisico) del problema da analizzare.
2. Il volume occupato dal fluido viene discretizzato, cioè suddiviso in un gran numero di celle elementari generando una griglia di calcolo.
3. Viene definito il modello fisico (ad esempio, le equazioni del moto, l'equazione dell'energia, le equazioni delle specie) e quindi quello numerico (metodo di discretizzazione delle equazioni, algoritmi per la risoluzione delle equazioni).
4. Vengono definite le condizioni al contorno, ossia vengono specificate le proprietà del fluido nel dominio di calcolo. Per problemi dipendenti dal tempo devono essere specificate le condizioni iniziali.
5. Vengono risolte le equazioni in maniera iterativa. Il calcolo viene interrotto una volta che sia stato raggiunto il grado di accuratezza desiderato.
6. I risultati prodotti vengono visualizzati con un post-processore.
7. Si effettua, infine, l'analisi dei risultati.

Va sottolineato che l'integrazione iterativa fra i risultati dell'analisi fluidodinamica e quelli strutturali ad elementi finiti permette di valutare non solo gli effetti dei flussi attorno ai solidi ma anche le loro deformazioni, permettendo di valutare approfonditamente anche effetti variabili nel tempo delle pressioni su una superficie.

Seguendo quindi la procedura di analisi abbiamo posizionato il volume di prova all'interno di una ipotetica galleria del vento sufficientemente grande. Abbiamo definito il volume occupato dal fluido che nel nostro studio è stato impostato come aria (soggetta alle forze di gravità e con valori di umidità nella media). Abbiamo definito la rugosità del suolo imponendo la condizione peggiore e la rugosità della struttura, che andranno ad incidere nelle interazioni con il fluido. Impostando infine la direzione e la velocità dell'aria ed i parametri di temperatura e pressione globali, il modello per la simulazione è stato completamente definito.

A questo punto facciamo partire il programma che andrà ad eseguire i calcoli per poi restituire i risultati una volta raggiunta l'accuratezza desiderata.

Possiamo quindi osservare attraverso linee che rappresentano le traiettorie lo sviluppo del vento che interagisce con la struttura. Nel caso peggiore, cioè con vento perpendicolare alla superficie più estesa, per una velocità di 144 km/h (40m/s) utilizzata nei dati di progetto otteniamo la seguente disposizione dei flussi:

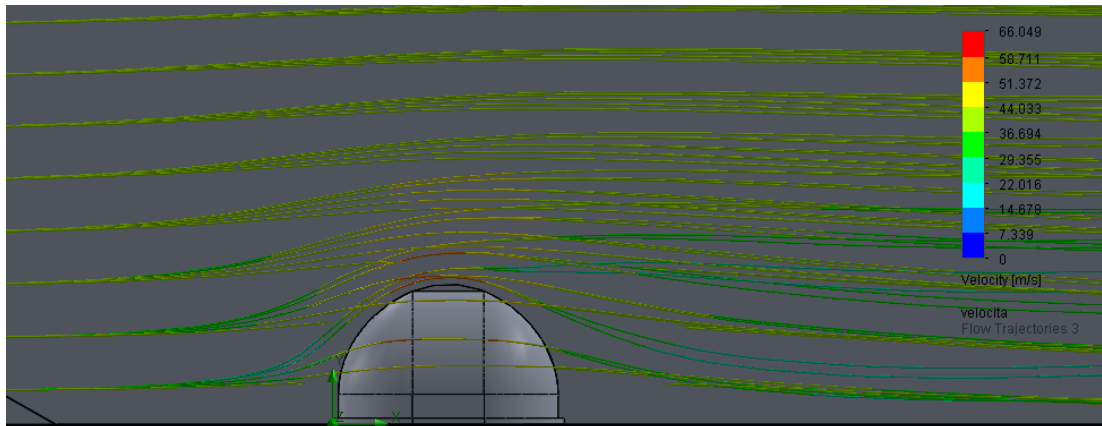


Figura 44 – Profilo di velocità

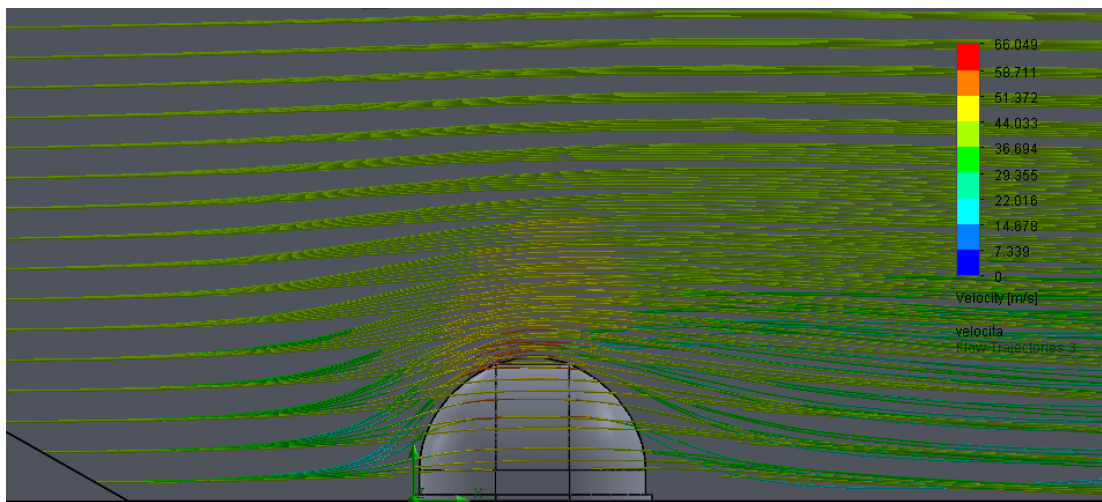


Figura 45 – Profilo di velocità più accurato

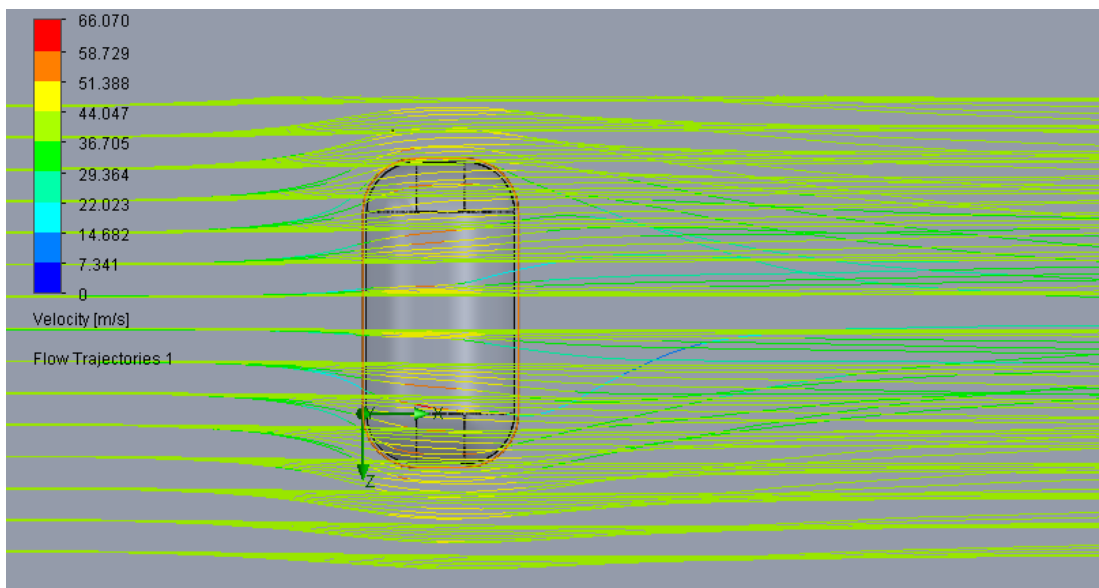


Figura 46- Profilo di velocità (vista superiore)

Osserviamo inoltre la disposizione della pressione:

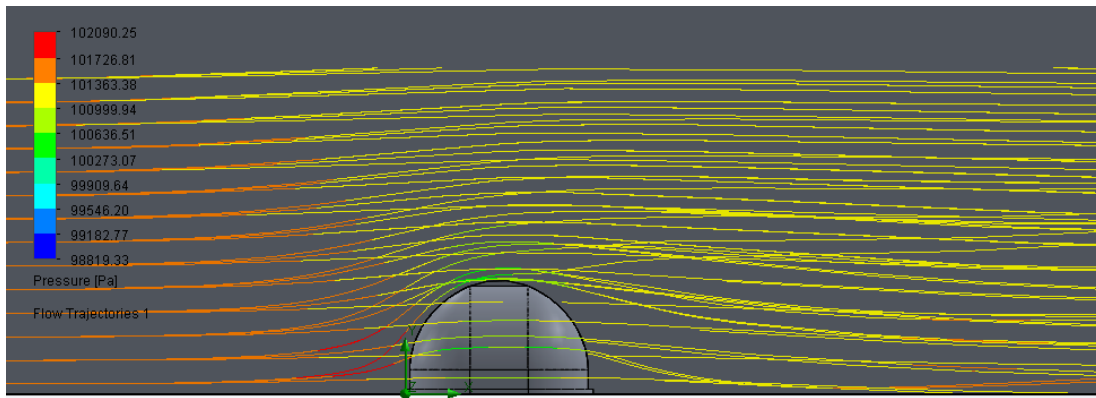


Figura 47 – Andamento della pressione

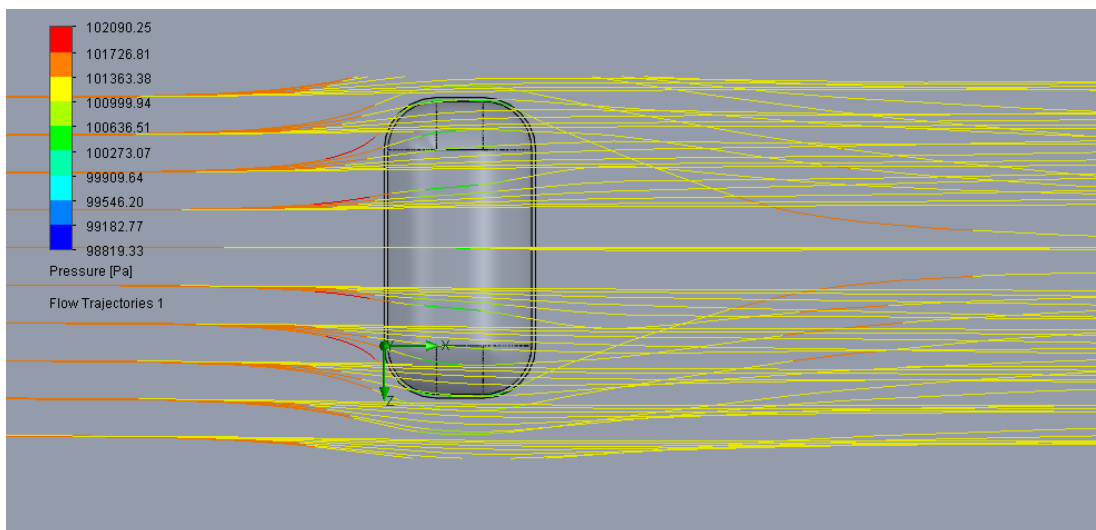


Figura 48 – Andamento della pressione (vista superiore)

Imponendo al programma di ricavare la forza verticale agente sulla struttura, che dobbiamo controllare in modo da evitare il sollevamento della stessa, ricaviamo che le componenti verticali ha un valore di 28000 [N]. Nota la massa finale della struttura che si aggira sui 2600kg, ipotizzata nel baricentro, avremo che la forza peso sviluppata risulta essere 25.500[N] e non sufficiente ad impedire il sollevamento. Possiamo comunque ritenerci soddisfatti in quanto i calcoli effettuati non hanno tenuto in considerazione che i profilati della base saranno riempiti di sabbia, terra o cemento. Possiamo affermare che la struttura, sebbene unicamente appoggiata sul terreno, non presenterà problemi di sollevamento visto che il peso finale della struttura sarà integrato dal tamponamento e dal riempimento della base dei materiali adibiti a zavorra.

A puro scopo dimostrativo inseriamo anche i profili di velocità e pressione ottenuti con una direzione del vento perpendicolare al lato corto, osservando che la ripartizione dei flussi risulta molto meno incisiva:

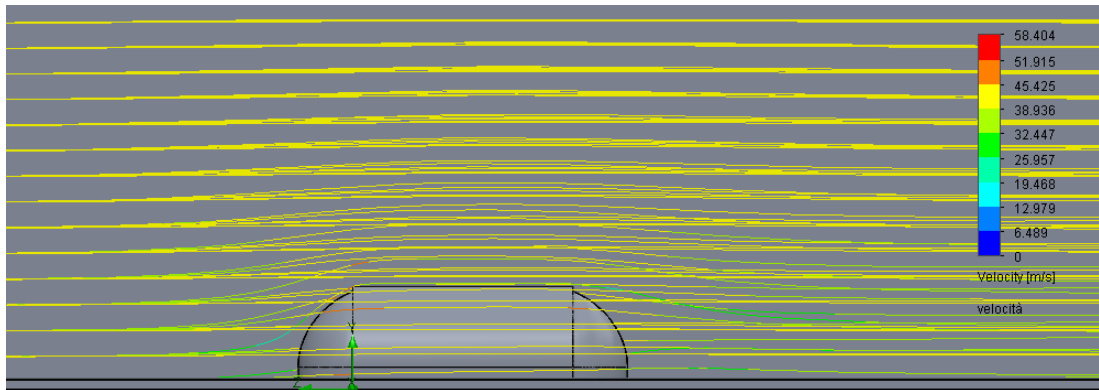


Figura 49 – Profilo di velocità nel caso di vento perpendicolare al lato corto

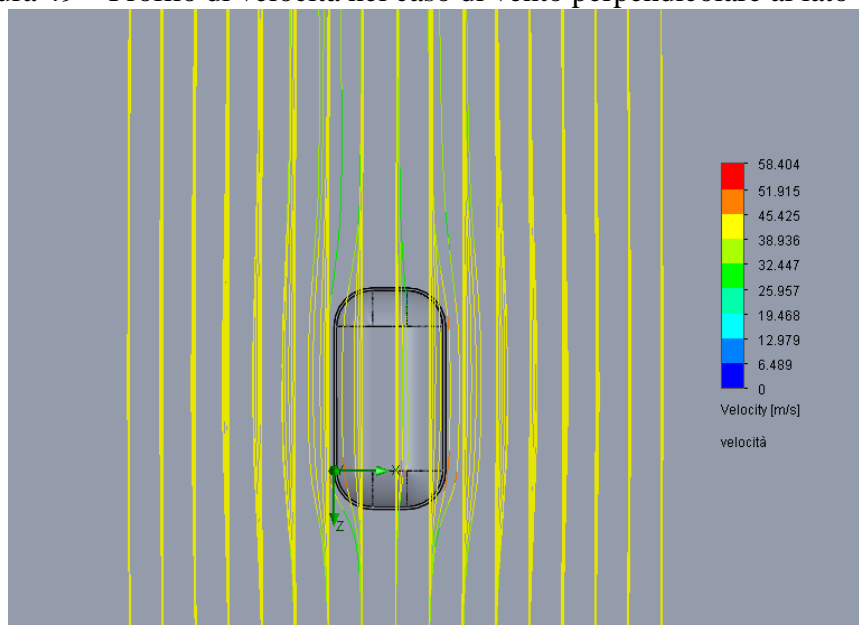


Figura 50 – Profilo di velocità con vento perpendicolare al lato corto (vista superiore)

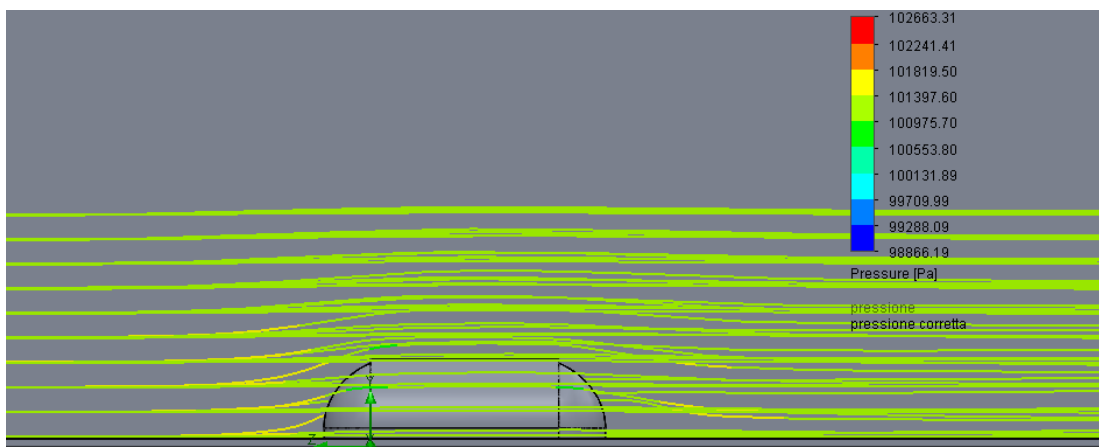


Figura 51 – Andamento della pressione con vento perpendicolare al lato corto

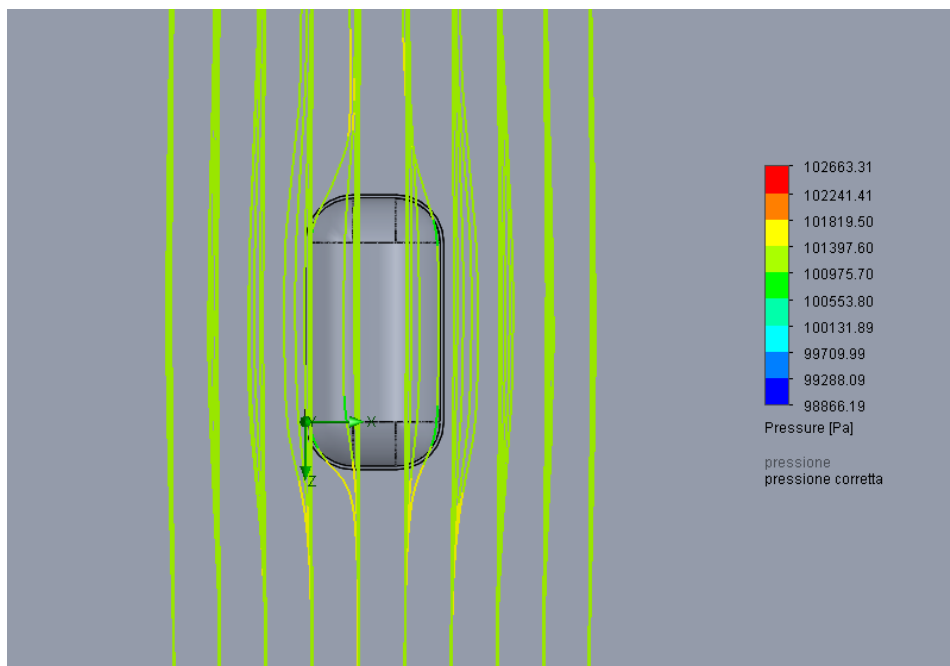


Figura 52 – Andamento della pressione con vento perpendicolare al lato corto (vista superiore)

Riportiamo infine le immagini di una ulteriore simulazione, effettuate nel caso fosse possibile edificare il capannone vicino ad un ostacolo di circa 1500mm, come ad esempio un muretto o nell'ipotetico caso in cui tale ostacolo possa essere costruito artificialmente, come una collinetta di terra. Noteremo, come è facile pensare, che la struttura sarà colpita da intensità molto minori:

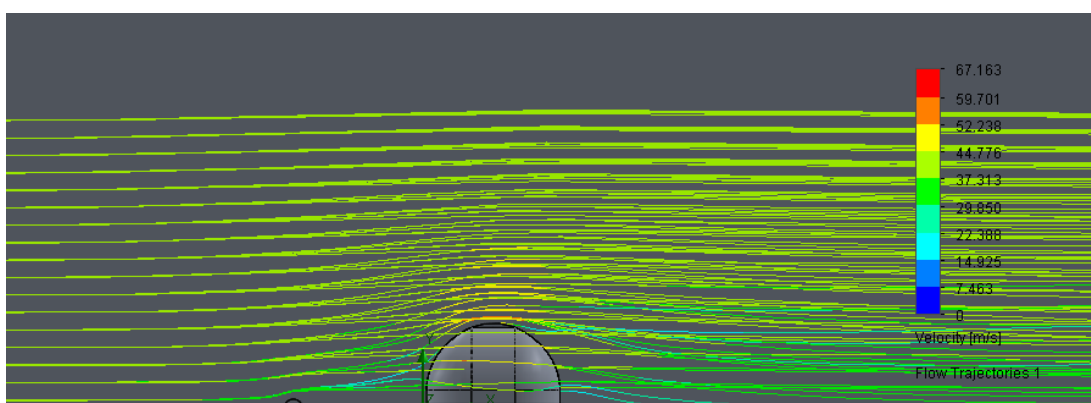


Figura 52 – Profilo di velocità, caso con collinetta

Confrontando infatti la Figura 45 con la Figura 52 salta subito all'occhio che la velocità massima raggiunta dal vento è notevolmente ridotta. Si ottiene infatti una riduzione delle forze di impatto del 16% circa.

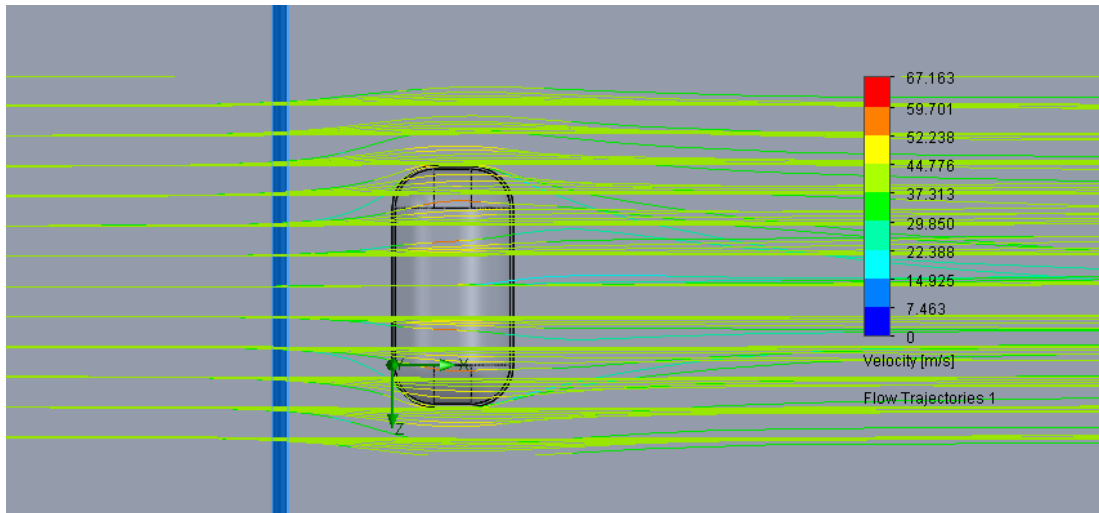


Figura 53 – Profilo di velocità, caso con collinetta (vista superiore)

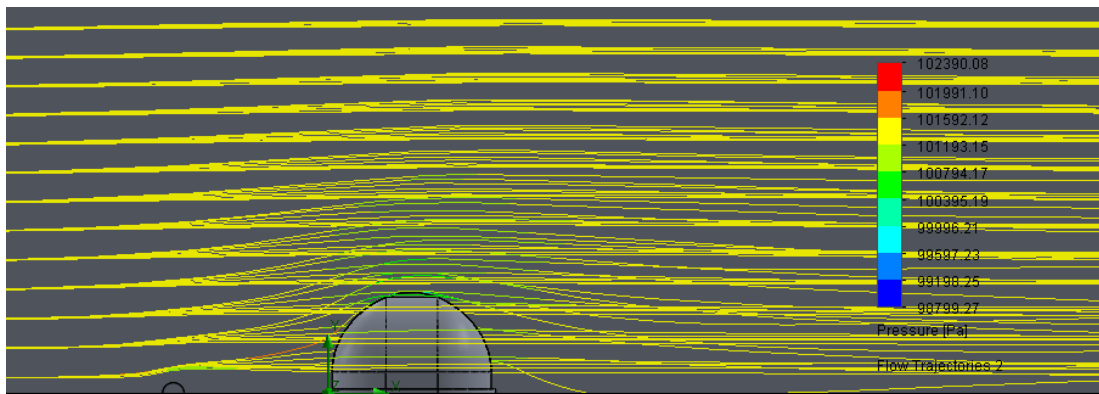


Figura 54 – Andamento della pressione, caso con collinetta

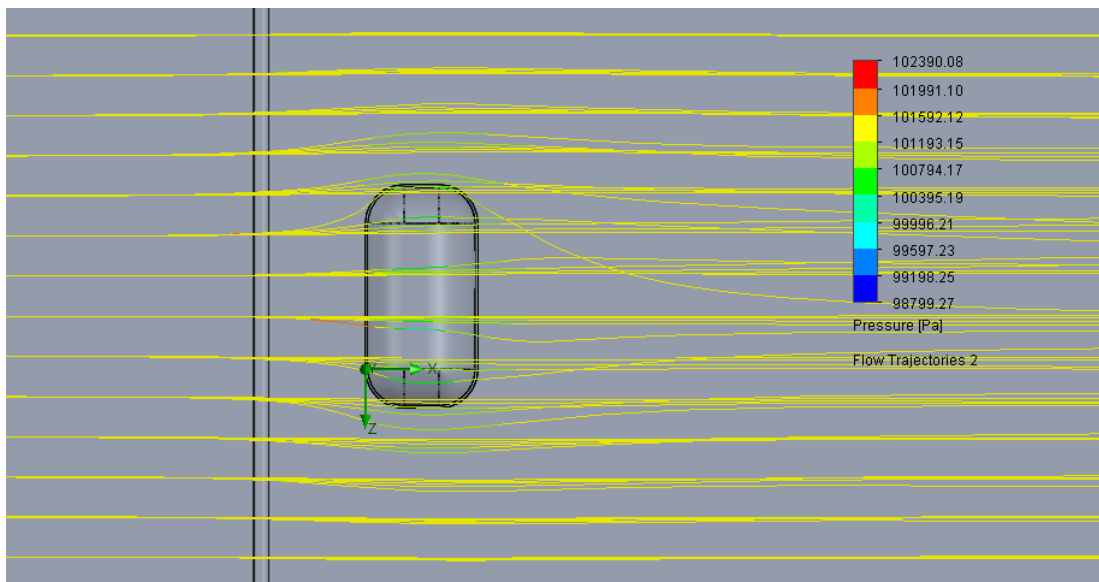


Figura 55 – Andamento della pressione, caso con collinetta (vista superiore)

Capitolo 7

Conclusioni

7.1 Analisi dei risultati ottenuti

Lo scopo della progettazione del capannone era quello di garantire una struttura sufficientemente solida ed allo stesso tempo “leggera” in grado di resistere a venti di notevole intensità. Osservando quindi i grafici ottenuti dalle varie simulazioni possiamo affermare che la struttura, nonostante sia stata sottoposta a venti superiori alla media ed alle peggiori condizioni ambientali, è in grado di resistere e garantire un rifugio sicuro.

7.2 Volume occupato da chiuso. Massa totale. Costo stimato di fabbricazione.

Come abbiamo visto nel Capitolo 4.2 la struttura non ancora assemblata presenta un volume ottimale per essere contenuta nel container. Soffermiamoci infine a controllare che anche la massa sia rispettata.

Utilizzando la funzionalità di SolidWorks che fornisce una stima della massa ricaviamo che l'intera struttura si aggira sui 2600kg.

Essendo quasi completamente in alluminio era prevedibile che il valore complessivo risultasse esiguo rispetto a costruzioni simili in acciaio o altri materiali. Abbiamo quindi ampiamente soddisfatto anche tutti i requisiti imposti dal container ISO 20piedi.

Procediamo ad elencare quindi una lista degli elementi utilizzati:

- 165 tubolari tondi Ø94 (di cui 30 saldati nei profilati della base)
- 6 profilati U 300x200x5 e lunghezza 5000mm
- 4 profilati 300x200x5 con raggio di curvatura 4000mm
- 16 piastre per l'assemblaggio dei profilati
- 30 tubolari quadrati 100x100x3 e lunghezza 1500mm
- 90 tubolari curvi per arcata superiore 100x100x3 e lunghezza 1700mm
- 48 tubolari curvi per travi anteriori 100x100x3 e lunghezza 1700mm
- 290 metri circa di tiranti 30x30
- 8 ruote Ø120mm
- 128 viti M6 per l'assemblaggio della base
- 648 viti M4 automaschianti per l'assemblaggio dei tubolari

Calcolando quindi la massa dei vari elementi, utilizzando le cifre trovate ed esplicitate nel Cap.3.3, stimando un costo delle varie lavorazioni e ipotizzando una spesa per una grossa fornitura di viti unificate potremo dire che il costo complessivo si aggira sui 13.000€.

7.3 Sviluppi futuri

Possiamo affermare che il mio elaborato rappresenta unicamente la base portante della struttura e che molti altri aspetti potranno in seguito essere trattati. Di fondamentale importanza sarà esaminare le tipologie di rivestimento esterno o della possibilità di creare, sfruttando l'altezza interna, un'area che garantisca una circolazione naturale di aria (o che sfrutti l'irradiazione della luce solare) a seconda delle esigenze climatiche. Altro importante studio potrebbe essere quello di inserire una o più porte di sicurezza che potrebbero essere posizionate sulle ante scorrevoli o addirittura poste nel lato lungo della struttura, per garantire delle uscite di emergenza nel caso di incendio. Ulteriori studi potrebbero essere svolti su un'eventuale variazione delle facciate di ingresso, tali da consentire l'intero slittamento delle due semi-facce anteriori per consentire il passaggio di oggetti di notevoli dimensioni (come ad esempio un elicottero). La struttura potrebbe essere anche rielaborata per venire utilizzata in zone desertiche oppure procedendo ad uno studio sui materiali rinforzati potrebbe trovare utilizzo anche in ambito militare.

Bibliografia

- Federico Massimo Mazzolani
Aluminium Structural Design (Springer - Verlag Wien - New York, 2002)

- Dario Croccolo - Nicolò Vincenzi
Lezioni di Fondamenti e Tecnica della Progettazione Meccanica (Progetto Leonardo- Società editrice Esculapio s.r.l. - Bologna, 2009)

- Atzori B. - Federico Massimo Mazzolani
The new Italian design rules for aluminium alloy welded structures (ECCS-TC2 "Aluminium Alloy Structures", 35th Meeting. - Cambridge, 1983)

- Daniele Veschi
L'alluminio e le leghe leggere (Hoepli, 1989)

- ***Software utilizzati***

Solid Works 2014
SolidWorks Flow Simulation

- ***Siti internet***

www.ideers.bris.ac.uk
www.terremoti.it
www.cnr.it/sitocnr/home.html
www.buragoviti.it/catalogo/catalogo-unificato.pdf
www.psmcelada.it/download/cataloghi/Catalogo%20Viti%20PT.pdf
www.olivini.com/catalogo.pdf
www.omcprofilati.it/it_IT/index.php

Ringraziamenti

Il primo ringraziamento va sicuramente alla mia famiglia, che durante la mia carriera universitaria mi ha sempre sostenuto ed appoggiato, dandomi la forza di raggiungere il completamento degli studi.

Sebbene il mio percorso sia durato più del previsto posso affermare che ne esco notevolmente arricchito, sia in ambito scientifico e ingegneristico, sia in ambito interpersonale. Un grazie va quindi a tutti gli amici incontrati in ambito accademico, con i quali ho passato i momenti di studio più intensi ed anche i momenti di relax più piacevoli.

Ringrazio inoltre tutti gli amici che, in un modo o in un altro, sono entrati a far parte della mia vita. Dai compagni di pallavolo (maschile e misto ovviamente!) agli amici di una vita conosciuti al centro estivo. Dagli amici conosciuti in Erasmus ad una festa e chi semplicemente un tempo era solo un conoscente.

Ringrazio il Professore Luca Piancastelli per avermi aiutato nello sviluppo di questo progetto, dimostrandosi una persona molto disponibile ogni volta che ne ho avuto bisogno e l'Ing. Gianluca Bonavita che mi ha sempre aiutato ed insegnato

Vorrei ringraziare infine me stesso, per aver perseverato nonostante tutte le difficoltà riscontrate, sperando che questo sia solo l'inizio del mio percorso per cercare di saziare la mia fame di sapere.

