

Факултет инжењерских наука Универзитета у Крагејевцу



Назив студијског програма: Машинско инжењерство

Ниво студија: Основне академске студије

Модул: Машинске конструкције и механизација

Предмет: Металне конструкције

Број индекса: 04/2013

Драгана С. Бировеско

Дејства на металне конструкције

-Завршни рад-

Комисија за преглед и одбрану:

1. Др Весна Марјановић, вандредни професор – ментор

2. _____

3. _____

Датум одбране: _____

Оцена: _____

Оквир садржаја завршног рада:

- **Увод**
- Сопствена тежина конструкције и стална оптерећења
- Покретни и додатна оптерећења
- Дејство снега
- Дејство ветра
- Дејство услед температурних промена
- Сеизмичка дејства
- Пример
- **Закључак**

Препоручена литература:

- 1 Марковић,З., Гранична стања челичних конструкција према ЕВРОКОДУ, Грађевински факултет универзитета у Београду,Београд, 2014;
- 2 Буђевац Д.,Марковић З.,Металне конструкције, Грађевинска књига,Београд, 2007;
- 3 Бабин Н.,Бркаљач Н.,Шостаков Р.,Металне конструкције,ФТН Издаваштво, НовиСад, 2006;
- 4 Петковић З., Острић Д.,Металне конструкције у машиноградњи 1, Институт за механизацију Машинског факултета у Београду, Београд, 1996;
- 5 Николић Р.,Марјановић В.,Металне конструкције-Приручник за прорачуне,Машински факултет, Крагујевац, 1998;
- 6 Николић Р.,Вељовић Ј.,Марјановић В.,Металне конструкције-збирка решених задатака,Машински факултет,Крагујевац, 2013.

Крагујевац, март, 2017.

Предметни наставник:

Др Весна Марјановић,варедни професор

Садржај:

1. Увод	1
2. Дејства на конструкције	3
2.1 Сопствена тежина конструкције и стална оптерећења.....	4
2.2 Корисна оптерећења конструкција	6
2.2.1 Вертикална оптерећења	6
2.2.2 Хоризонтална оптерећења	8
2.3 Дејство снега.....	9
2.3.1 Оптерећења од снега на крововима.....	10
2.3.2 Појава сметова на испустима и препрекама.....	13
2.3.3 Снег који виси преко ивице крова	13
2.4 Дејство ветра	14
2.4.1 Брзина ветра	15
2.4.2 Притисак ветра.....	18
2.4.3 Коефицијент спољашњег и унуташњег притиска за зграде.....	20
2.4.4 Оптерећење услед дејства ветра	24
2.5 Дејства услед температурних промена.....	25
2.6 Сеизмичка дејства	29
2.6.1 Филозофија Еврокода за пројектовање у сеизмички активним подручјима.....	31
2.6.2 Прорачунско убрзање тла.....	32
2.6.3 Хоризонтални еластични спектар одговора.....	33
2.6.4 Прорачунски спектар за еластичну анализу.....	35
2.6.5 Вертикални еластични спектар одговора.....	36
2.6.6 Пројектовање зграда у сеизмички активним подручјима	37
2.6.7 Критеријуми конструкцијске регуларности	38
2.6.8 Метода еквивалентних бочних сила.....	39
3. Пример хале узимајући у обзир дејство ветра, снега, сеизмичка дејства	41
3.1 Концепт конструкције и анализа	42
3.2 Конструкција крова и попречних оквира	42
3.3 Подужни оквир	43
3.4 Калкани.....	44
3.5 Процена димензија стубова bs / ds	45
3.6 Прорачун утицаја услед земљотреса	45

3.7 Попречни, S_y – земљотрес	47
3.8 Подужни, S_x – земљотрес.....	48
3.9 Прорачун утицаја ветра.....	50
3.10 Утицаји ветра у подужном, X–правцу	51
3.11 Утицаји ветра у попречном У-правцу.....	52
4.Закључак.....	54
Литература.....	55

РЕЗИМЕ

У раду је дат један осврт на различита дејства на металне конструкције. Поред сопствене тежине и сталних оптерећења објашњено је детаљније дејство ветра, снега, температурних промена и сеизмичких дејства. Препоруке за прорачун које су дате у овом раду су усклађене са најновијим Еврокод стандардима.

Кључне речи: Оптерећења, металне конструкције, ветар, снег, температура, земљотрес.

ABSTRACT

In this paper is given a review of various effects on the metal structure. In addition to its ownweight and constant load is explained in more detail the effect of wind, snow and seismic changes and enhancement effects. Recommendations for budgets given in this paper are consistent with the latest standards Eurocode.

Key word: Workload, metal structures wind, snow, temperature, earthquake.

1.Увод

Прописи, прорачуни и пројектовање конструкција нису појмови који су блиски првим конструкторима и градитељима у историји, мада им то није сметало да подигну велелепне објекте којима се и данас дивимо. Они су углавном били вођени интуицијом, примерима из природе, пропорцијама и сличношћу а првенствено искуством. Управо то искуство подпомогнуто развојем теоријских дисциплина, механике и отпорности материјала, доводи и до првих рачунских метода. Крајем XIX века установљен је математички апарат за моделирање понашања металних конструкција у домену линеарно-еластичног понашања. Имајући у виду да се челик до достизања границе развлачења понаша по Хуковом закону као идеално еластичан материјал, достизање напона на граници развлачења означено је као почетак лома конструкције односно критеријум за њено димензионисање. На овој претпоставци заснована је теорија допуштених напона.

Дуги низ година прописи за прорачун металних конструкција били су засновани на концепту допуштених напона. Савремени начини прорачуна који се постепено уводе и у нашу земљу а увелико су заживели у Европској Унији задњих тридесетак година, засновани су на теорији граничних стања, коју прописују најновији европски стандарди—ЕВРОКОДОВИ. Ове промене настале су пре свега због тежње конструктора да се приближе реалном понашању челичних конструкција и искористе пост-еластичне резерве које челик као изразито еласто-пластичан материјал поседује. Граничним стањима се називају она стања конструкције чијим достизањем, односно прекорачењем, конструкција престаје да испуњава прописане услове носивости или употребљивости, и могу се поделити на две суштински различите групе: **гранична стања носивости (ULS - Ultimate Limit State)** и **гранична стања употребљивости (SLS - Serviceability Limit State)**

Нови прорачуни по овим стандардима заснивају се на пробабилистичким методама прорачуна које се ослањају на стохастички природу случајних променљивих и теорију вероватноће. Већина променљивих које фигуришу у прорачуну конструкција као што су оптерећења—дејства на конструкције (снег, ветар, сеизмика, температура, људска кретања, саобраћајно оптерећење...), својства материјала и геометријски подаци су стохастичке величине и подлежу законима вероватноће. Све ове величине треба увести у прорачун помоћу одговарајућих кривих расподеле са циљем да се оствари тражени степен сигурности, односно да је вероватноћа да дође до отказа или лома конструкције задовољавајуће мала. Због велике сложености оваквих метода, претпостављено је да за све важи иста крива расподеле - нормална, то јест Гаусова функција расподеле. Ове методе прорачуна називају се **полу-пробабилистичке** или **семи-пробабилистичке** и представљају основ за већину прописа за прорачун металних конструкција по Еврокоду.

Еврокодови представљају фамилију Европских стандарда за прорачун грађевинских конструкција којима су обухваћена и дејства на металне конструкције која су тема овог рада. Део који се директно односи на прописе за прорачун у вези дејстава на конструкције је ЕВРОКОД 1 (SRPS EN 1991).

Дејства на конструкције према Еврокоду су многобројни спољашни утицаји као што су:

- **директна дејства** (сопствена тежина, стално оптерећење, корисно оптерећење, снег, ветар, ...)
- **индиректна дејства** која настају услед термичких утицаја или неравномерног слегања.

Такође према променљивости у времену, дејства се по овом стандарду сврставају у три групе:

- **стална дејства (G)** делују на конструкцију током целог животног века и по правилу су статичког карактера. Ту спадају директна дејства као што су сопствена тежина, тежина опрема и силе преднапрезања или индиректна дејства као што су скупљање, течење и слегање темеља;
- **променљива дејства(Q)** делују током одређеног временског периода и променљива су у простору и времену. То су саобраћајна оптерећења, дејство снега, ветра и температуре.
- **инцидентна дејства(A)** делују релативно ретко а некад и не делују током животног века конструкције. То су експлозије, разни удари и сеизмички утицаји (A_E).

Поред ових подела, дејства се деле и на **непокретна (фиксна)** која не мењају свој правац, смер и положај у простору и **слободна дејства** која мењају место деловања и интензитет.

Према својој природи, односно одговору конструкције на њихова деловања могу да се поделе на **статичка и динамичка** дејства.

Невезано од природе дејства, да би се одредили утицаји у конструкцији услед неког директног дејства, оно мора да буде моделирано на одговарајући начин. Моделом дејства мора да се обухвати начин деловања (концетрисано, једнако подељено, линеарно променљиво...), интензитет, правац и смер деловања. При томе је неопходно да модел дејства што ралније описује стварну природу дејства како би непоузданости модела биле прихватљиве и покривене одговарајућим парцијалним коефицијентом за дејства.

Будући да на конструкције истовремено може да делује више различитих дејстава, сталних, променљивих и инцидентних, неопходно је да се дефинишу комбинације дејстава на основу којих се одређују прорачунске вредности утицаја. Евокод (SRPS EN 1990) прописује комбинације за различита гранична стања и прорачунске комбинације.

2. Дејства на конструкције

Први корак при сваком прорачуну конструкције је да се одреде сва дејства која делују на конструкцију. Дејства могу бити статичка и динамичка, нека дејства не зависе од својсава конструкције па се независно одређују или усвајају на основу табела.

Дејства на конструкције се одређују према Еврокоду 1 (SRPS EN 1991). Еврокод 1 има детаљна правила за одређивање свих дејстава која могу да делују на конструкцију. Дејстава као што су: снег, ветар и температура зависе од климатских услова где се објекат гради (налази). Неки параметри као што су брзина ветра или основно дејство снега, су дефинисани у Националном прилогу земље где се објекат гради. Док сеизмичка дејства зависе од региона. Параметри су дефинисани у Националном прилогу у виду сеизмичких карти.

Уз Националне стандарде се уводе препоруке Еврокодова. Дејство снега се примењује EN 1991-1-2 који се налази у упуству за одређивање оптерећења услед снега. Ово не важи за локације које су изнад 1500 m. Упуства за већу висину од 1500 m могу се наћи у Националном анексу.

Национални анекс садржи:

1. Одлуке о примени информативних анекса,
2. Референтна документа о неконтрадикторним комплементарним подацима који помажу кориснику да примени Еврокод.

Дејство ветра, утврђен је у сагласности са EN 1990-3-2. Потребно је размотрити и конструкције које су осетљиве на замор услед дејства ветра.

Термичка дејства су класификована као променљива и индиректна дејства у EN 1990:2002. Конструкције које нису спољашње односно нису изложене дневној и сезонској климатској експлоатацији не треба да буду разматране са стране термичког дејства. Носеће конструкције се проверавају тако да температурне промене и неће изазвају прекомерна напрезања истих.

2.1 Сопствена тежина конструкције и стална оптерећења

Под сталним дејством подразумева се: сопствена тежина, фиксна оперећења, која су стално присутна у објекту, и тежина неконструкцијских елемената. У свим прорачунима потребно је посебно разматрати сва фиксна оптерећења. [1]

Одређивање сопствене тежине врши се помоћу називних димензија и запреминских тежина материјала. Постоји могућност промене запреминске тежине појединих неконструкцијских елемената, као што су: земља и насип. Када је реч о мостовима, крановима, мосним дизалицама, Еврокод 1 прописује горња и доња одступања карактеристичних вредности сталних дејства од средње вредности. На пример, за тежину каблова и инсталација горња и доња одступања треба да буду $\pm 20\%$ од средње вредности. У следећим табелама су дате запреминске тежине неких материјала који се често срећу у пракси: [1]

Табела 1: Бетони и малтери $[kN/m^3]$ [1]

Материјал	Запреминска тежина
Бетони (видети EN 206)	
Лаки бетони:	
• Класа запреминске тежине LC 1.0	9.0 до 10.0 ¹⁾²⁾
• Класа запреминске тежине LC 1.2	10.0 до 12.0 ¹⁾²⁾
• Класа запреминске тежине LC 1.4	12.0 до 14.0 ¹⁾²⁾
• Класа запреминске тежине LC 1.6	14.0 до 16.0 ¹⁾²⁾
• Класа запреминске тежине LC 1.8	16.0 до 18.0 ¹⁾²⁾
• Класа запреминске тежине LC 2.0	18.0 до 20.0 ¹⁾²⁾
Бетон нормалан(уобичајене) тежине	24.0 ¹⁾²⁾
Тешки бетон	> 24.0 ¹⁾²⁾
Малтер	
Цементни малтер	19.0 до 23.0
Гипсани малтер	12.0 до 18.0
Продужени малтер	18.0 до 20.0
Кречни малтер	12.0 до 18.0
1) Увећава се за $1.0 kN/m^3$ за уобичајени проценат челика за армирања и претходно напрезања	
2) Увећава се за $1.0 kN/m^3$ за неочврсли бетон.	

Табела 2: Елементи за зидање $[kN/m^3]$ [1]

Материјал	Запреминска тежина
Елементи за зидање од теракоте	21.0
Елементи за зидањ од природног камена:	
• Гранит, сијенит,порфир,	27.0 до 30.0
• Базалт, диорит, габро	27.0 до 31.0
• Тахилит	26.0
• Базалтна лава	24.0
• Сива вака, пешчар	21.0 до 27.0
• Збијени кречњак	20.0 до 29.0
• Вулкаснки туф	20.0
• Гнајс	20.0
• Шкриљац	30.0
	28.0

Табела 3: Дрво [kN/m^3] [1]

Материјал	Запреminsка тежина
Дрво (видети EN 338 за класе чврстоће грађе)	
• Класа чврстоће грађе C 14	3.5
• Класа чврстоће грађе C 16	3.7
• Класа чврстоће грађе C 18	3.8
• Класа чврстоће грађе C 22	4.1
• Класа чврстоће грађе C 24	4.2
• Класа чврстоће грађе C 27	4.5
• Класа чврстоће грађе C 30	4.6
• Класа чврстоће грађе C 35	4.8
• Класа чврстоће грађе D 40	5.0
• Класа чврстоће грађе D 30	6.4
• Класа чврстоће грађе D 30	6.7
• Класа чврстоће грађе D 40	7.0
• Класа чврстоће грађе D 50	7.8
• Класа чврстоће грађе D 60	8.4
• Класа чврстоће грађе D 70	10.8
Лепљена ламелирана грађа	
• Хомогена лепљена ламелирна грађа GL 24 h	3.7
• Хомогена лепљена ламелирна грађа GL 28 h	4.0
• Хомогена лепљена ламелирна грађа GL 32 h	4.2
• Хомогена лепљена ламелирна грађа GL 36 h	4.4
• Комбинована лепљена ламелирана грађа GL 24c	3.5
• Комбинована лепљена ламелирана грађа GL 28c	3.7
• Комбинована лепљена ламелирана грађа GL 32c	4.0
• Комбинована лепљена ламелирана грађа GL 36c	4.2
Шперплоча	
• Шперплоча од четинара	5.0
• Шперплоча од брезе	7.0
• Панел плоча и столарска плоча	4.5
Иверице	
• Иверица	7.0 до 8.0
• Иверица са цементним везивом	12.0
• Фумирана, пресвучена пресована	7.0
Влакнасте плоче	
• Лесонит	10.0
• Влакнаста плоча средње густине	8.0
• Лака влакнаста плоча	4.0

Табела 4: Метали [kN/m^3] [1]

Материјали	Запреminsка тежина
• Алуминијум	27.0
• Месинг	83.0 до 85.0
• Бронза	83.0 до 85.0
• Бакар	87.0 до 89.0
• Ливено гвожђе	71.0 до 72.0
• Ковано гвожђе	76.0
• Олово	112.0 до 114.0
• Челик	77.0 до 78.5
• Цинк	77.0 до 72.0

Табела 5: Стакло и пластика [kN/m^3] [1]

Материјали	Запреминска тежина
Стакло	
• Ломљено стакло	22.0
• Равно стакло	25.0
Пластичне масе	
• Акрилна плоча	12.0
• Полистирен	0.3
• Пенасто стакло	1.4
• Шкриљац	28.0

Запреминска тежина је укупна тежина по јединици запремине материјала, где се укључује нормалан садржај микрошупљина, шупљина и пора.

2.2 Корисна оптерећења конструкција

2.2.1 Вертикална оптерећења

Током уобичајне употребе објекта имамо оптерећење које се назива корисно оптерећење. Ово оптерећење потиче од присуства људи и инвентара. Оваква оптерећења спадају у групу променљивих дејства (Q), слободна су по просторном положају и групишу се као квази-статичка оптерећења. Корисна оптерећења могу бити површинска, линијска или концентрисана. Површинско оптерећење (q_k) се користи за глобалне утицаје у конструкцији, делује на међуспратне конструкције као вертикално оптерећење. Концентрисана сила (Q_k) се користе за локалне контроле носивости међуспратне конструкције. Утицај ових оптерећења по правилу се не комбинују.

Ерокод 1 део 1-1 (SRPS EN 1991-1-1) је обухватио сва корисна оптерећења за различите категорије површина објекта. Категорије површина:

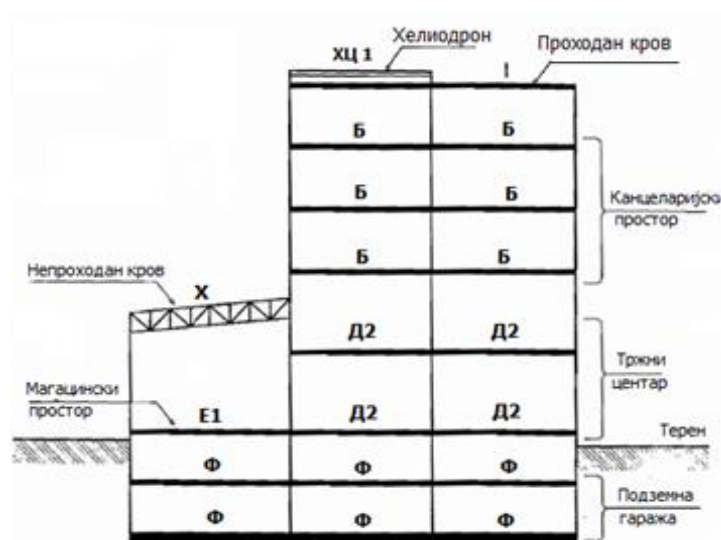
- Стамбене, друштвене и административне површине (категирија А, Б, Ц и Д);
- Површине за складиштењем индустријске активности (категирија Е);
- Гараже и саобраћајне површине (категирија Ф и Г);
- Кровови (категирија Х и К).

При анализи опетећења потребно је све површине унутар грађевинског објекта поделити на одређене категорије у зависности од начина употребе (слика 2.2.1.1). Препоручене вредности корисних оптерећења за стамбене, друштвене, трговачке и административне површине према SRPS EN 1991-1-1 (табела 6). [1]

Табела 6: Корисна оптерећења за стамбене, друштвене, трговачке и административне површине [1]

Категорија	Опис	Примери	q_k	Q_k
			kN/m^2	kN
А	Површине за домаће и стамбене активности	Собе у стамбеним зградама и кућама, спаваачке собе и одељења у болницама, спаваће собе у хотелима и преноћиштима, кухиње и тоалети	1.5 – 2.0 2.0 – 4.0 2.5 – 4.0	2.0 – 3.0 2.0 – 4.0 2.0 – 3.0
Б	Површина за канцеларије		2.0 – 3.0	1.5 – 4.5
Ц	Површине, на којима је могуће окупљања људи (изузев површине категорије А, Б и Д)	Ц1: Површине са столовима, Површине у школама, кафица, ресторанима, трпезаријама, читаоницама, салама за пријеме.	2.0 – 3.0	3.0 – 4.0
		Ц2: Површине са непокретним седиштима, Површине у црквама, позориштима или биоскопима, конференцијским салама, учионицама, салама за скупове, чекаоница.	3.0 – 4.0	2.5 – 7.0
		Ц3: Површине без препрека за кретање људи, Површине у музејима, изложбени просторијама, као и приступне површине у јавним и административним зградама, хотелима, болницама, предвојима железничке станице	3.0 – 5.0	4.0 – 7.0
		Ц4: Површине са могућим физичким активностима, Плесне дворане, гимнастичке сале, позорнице.	4.5 – 5.0	3.5 – 7.0
		Ц5: Површине осетљиве на велико окупљања људи, Концертне дворане, спортске дворане укључујући трибине, терасе и приступне површине, као и железничке платформе	5.0 – 7.5	3.5 – 4.5
Д	Продајне површине	Д1: Површине у мало продајним објектима	4.0 – 5.0	3.5 – 7.0
		Д2: Површине у робним кућама	4.0 – 5.0	3.5 – 7.0

Напомена: 1) за подове 2) за степениште 3) за балконе



Слика 2.2 .1.1: Различите зоне корисних дејства у једном објекту [1]

Елементи са великом утицајном површином ($A > 10.0 \text{ m}^2$) имају могућност смањења интензитета корисног оптерећења q_k , тако што се номинално корисно оптерећење усвојено према табели 1 множи се са коефицијентом α_A који се одређује на следећи начин:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \cdot \leq 1 \quad (1)$$

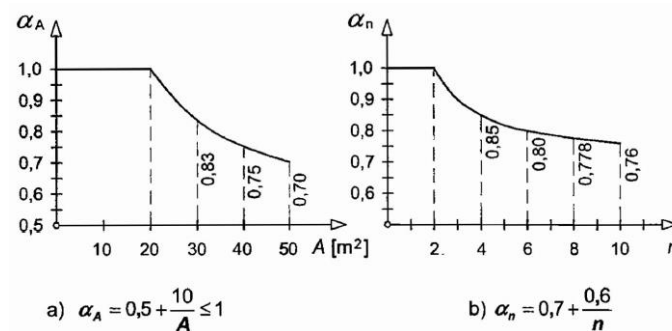
Где је: ψ_0 - коефицијент за комбинације дејства; A – припадајућа површина за посматрани елемент;

$$A_0 = 10.0 \text{ m}^2. \quad (2)$$

Редукција интензитета корисног оптерећења може се добити при прорачуну стубова и зидова у вишеспратним зградама. Коефицијент редукције α_n , којим се у оваквим случајевима множи корисно оптерећење, одређује се на следећи начин:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \quad (3)$$

Где је: n – број спратова изнад посматраног стуба или зида, који мора да буде већи од два ($n > 2$), а ψ_0 је коефицијент за комбинације дејства, износи $\psi_0 = 0.7$ за све категорије површина из табеле 6. На слици 2.2.1.2. је дат графички приказ коефицијента редукције α_A и α_n за $\psi_0 = 0.7$. [1]



Слика 2.2.1.2: Коефицијент редукције корисног оптерећења (за $\psi_0 = 0.7$) [1]

2.2.2 Хоризонтална оптерећења

Еврокод прописује и хоризонтална оптерећења која делују на преградне зидове и ограде. Оптерећења као што су хоризонтална представљена су као линијска једнакоподељена оптерећења која делује на висини не већој од 1.20 m од пода посматраног спрата. Препоручена вредност хоризонталних оптерећења за површине категорија од А до Е приказана су у табели 7. [1]

Табела 7: Хоризонтална оптерећења на преградне зидове [1]

Оптерећења површине	q_k
	[kN/m]
Категорија А, Б, и Ц1	0.5
Категорија Ц2 до Ц4 и Д	1.0
Категорија Ц5	3.0
Категорија Е	2.0

За површине где се одвија саобраћај током хоризонталног дејства најнеповољнији положај је удар возила на дужини 1.5 m где се јавља и концентрисана сила, која се одређује на следећи начин:

$$F = \frac{0.5 \cdot m \cdot v^2}{\delta_c + \delta_b} \quad [kN] \quad (4)$$

Где је: m – бруто маса возила (kg); v – брзина возила управно на препреку (m/s); δ_c – деформација возила при удару (mm); δ_b – деформација препреке (mm). [1]

2.3 Дејство снега

Дејство снега спада у непокретна дејства, променљиве и статичке природе, такође треба да се разматра у свим сталним и пролазним прорачунским ситуацијама. Када постоји опасност од великих снежних падавина или снежних наноса то се третира као посебан случај. У таквим случајевима треба поступити по правилима за инцидентне прорачунске ситуације. [1]

Када је неопходна прецизна документација, вредност оптерећења од снега s_k може се одредити на основу статистичке анализе дугогодишње документације (више од 20 година). Када су у питању велике снежне падавине, прорачун оптерећења од снега се може одредити на следећи начин:

$$S_{Ad} = C_{esl} \cdot S_k \quad (5)$$

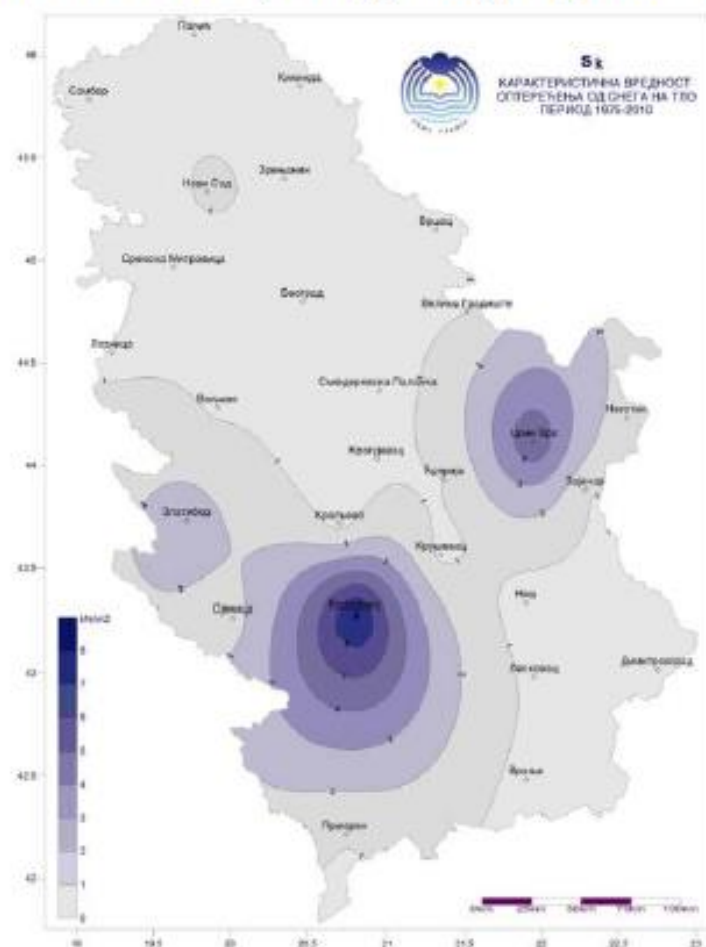
Где је: S_k – карактеристична вредност оптерећења од снега на тло за разматрану локацију; C_{esl} – коефицијент за изузетна дејства снега, чија вредност може да буде прописана у Националном прилогу. Препорука Еврокода је да C_{esl} има следећу вредност $C_{esl} = 2$. [2]

Еврокод има три потенцијалне ситуације у зависности од дејства снега:

- Инцидентне снежне падавине;
- Инцидентни снежни наноси (нагомилавање снега);
- Инцидентне снежне падавине и нагомилавање снега.

Потребно је дефинисати случајеве дејства снега и анализирати инцидентне ситуације које су наведене. Дејство снега на територији Републике Србије је приказан на слици 2.3.1.

Карта снега без утицаја надморске висине



Слика 2.3.1: Карта снега без утицаја надморске висине [15]

2.3.1 Оптерећења од снега на крововима

Оптерећење снегом зависи од много фактора као што су: нагиб крова, његова хлапавост, близина суседних објеката веће висине, термичка својства простора испод крова, и још многих других фактора. При анализирању оптерећења дејства снега, у било којој прорачунској ситуацији, неопходно је да се разматрају две основне диспозиције оптерећења:

- Без нагомилавања снега;
- Са нагомилавањем снега.

За одређене ситуације оптерећење снега на крововима се одређује на следеће начине:

- За сталне и пролазне ситуације, односно нормалне услове:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (6)$$

- За инцидентне прорачунске ситуације услед снежних падавина:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (7)$$

- За инцидентне прорачунске ситуације услед снежних наноса:

$$S = \mu_i \cdot S_k \quad (8)$$

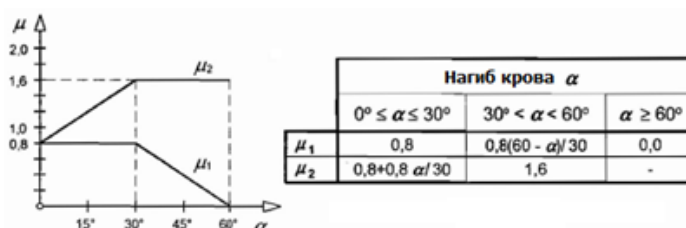
Где је: μ_i – коефицијент облика крова; C_e – коефицијент изложености; C_t – термички коефицијент; S_k – карактеристична вредност оптерећења од снега на тло; S_{Ad} – прорачунска вредност изузетног оптерећења од снега на тло. [1]

Вредност C_e коефицијента дат је у табели 8, уколико не постоје подаци о топографији може се усвојити да је $C_e = 1.0$.

Табела 8: Коефицијент изложености C_e [1] [2]

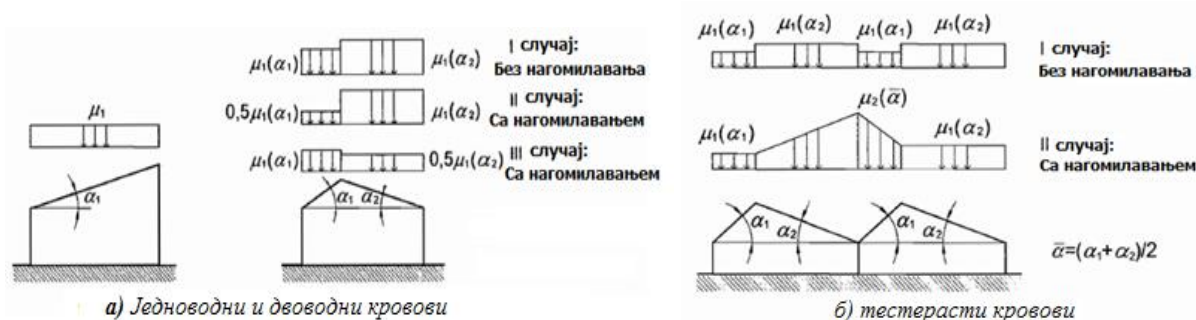
Топографија	Опис	C_e
Изложена ветру	Равничарски терени без препрека, изложени са свих страна, са или без малих заклона које пружају терени, виши грађевински објекти или дрвеће.	0.8
Уобичајена	Ситуације када услед дејства ветра нема значајног уклањања снега са грађевинских објеката, због околног терена, других грађевинских објеката или дрвећа.	1.0
Заклоњена	Случајеви код којих је разматрани грађевински објекат знатно нижи од околног терена, илије окружен високим дрвећем или вишим грађевинским објектима.	1.2

Термички коефицијент C_t , доводи до смањења оптерећења од снега на крововима са кровним покривачем ниске проводљивости ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$) који за последицу има топлеење снега. Препоручује се $C_t = 1.0$ у општем случају. Коефицијент облика крова μ_i зависи од облика крова и нагиба кровне равни. Коефицијент облика приказан на слици 2.3.1.1, може бити: једноводни, двоводни и тестерасте. [1]



Слика 2.3.1.1: Коефицијент облика крова μ_1 и μ_2

Оптерећења од снега на једноводне и двоводне кровове биће приказано на слици 2.3.1.2 а, а на тестерасте кровове биће проказано на слици 2.3.1.2 б.



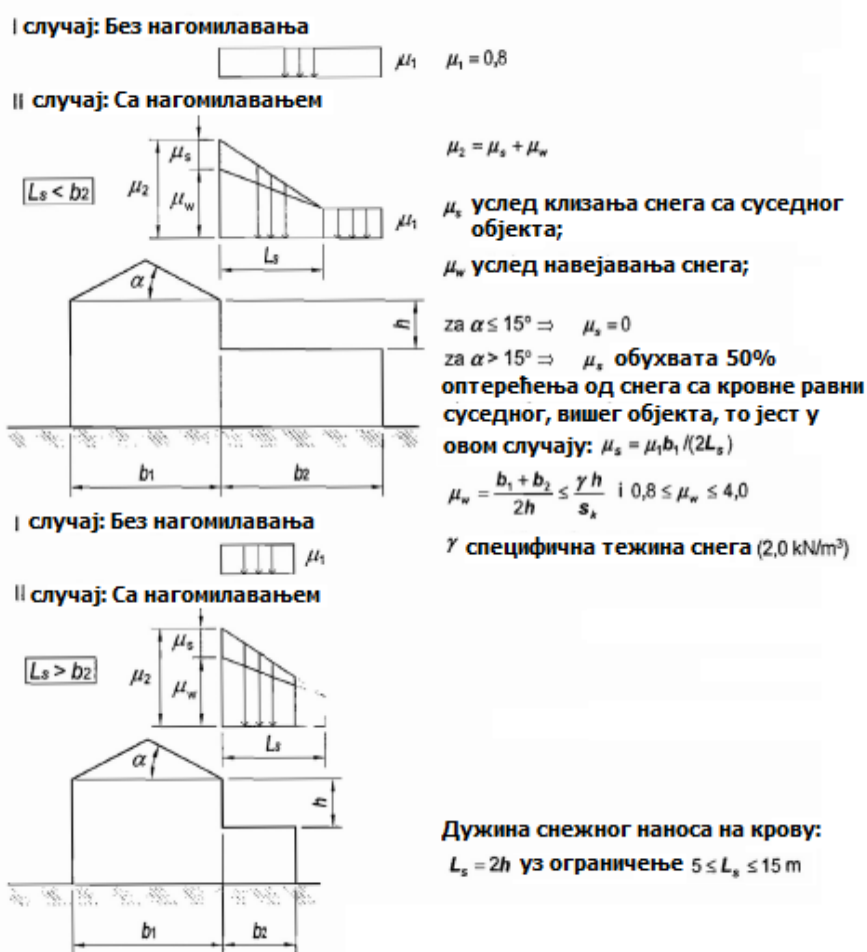
Слика 2.3.1.2: Оптерећења од снега [1] [2]

Коефицијент облика μ_3 и оптерећења за цилиндричне кровове одређује се као што је приказано на слици 2.3.1.3.



Слика 2.3.1.3: Коефицијент облика μ_3 и оптерећења од снега на цилиндричним крововима [1][2]

Коефицијент облика и оптерећења од снега треба да се одреде у складу са сликом 2.3.1.4. [1]



Слика 2.3.1.4: Коефицијент облика и оптерећења за кровове ус објекте веће висине [1]

2.3.2 Појава сметова на испустима и препрекама

Појава сметова може настати на било ком крову, који има препреке (тестерасти кров). Коефицијент облика оптерећења од снега и дужине сметова биће приказан на слици 2.3.2.1.

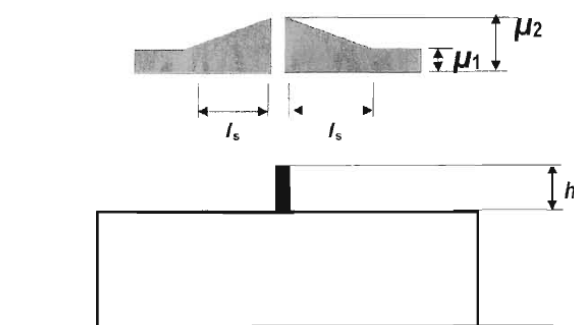
$$\mu_1 = 0.8 \quad \mu_2 = \gamma h / s_k \quad (9)$$

$$\text{са ограничењем:} \quad 0.8 \leq \mu_2 \leq 2.0 \quad (10)$$

$$l_s = 2h \quad (11)$$

$$\text{са ограничењем:} \quad 5 \leq l_s \leq 15 \text{ m} \quad (12)$$

Где је: γ – запреминска тежина снега.



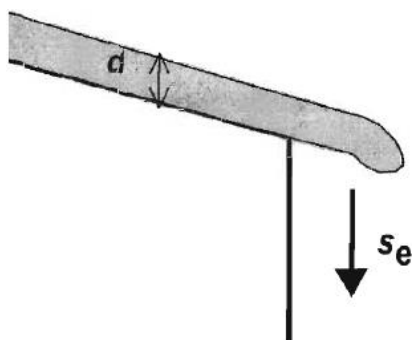
Слика 2.3.2.1: Коефицијент облика оптерећења од снега на испустима и препрекама [2]

2.3.3 Снег који виси преко ивице крова

Снег који виси са крова је веома ризичан за пролазнике. Снег који виси са ивице крова приказана је на слици 2.3.3.1. Прорачун оптерећења за овакве делове кровова се израчунава на следећи начин:

$$s_e = k \cdot s^2 / \gamma \quad (13)$$

Где су: s_e – оптерећење од снега који виси по дужном метру; s – најгори случај оптерећења без сметова који одговара разматраном крову; γ – запреминска тежина снега, која треба да буде 3 kN/m^3 за прорачун; k – коефицијент којим се узима у обзир неправилни облик снега. [2]

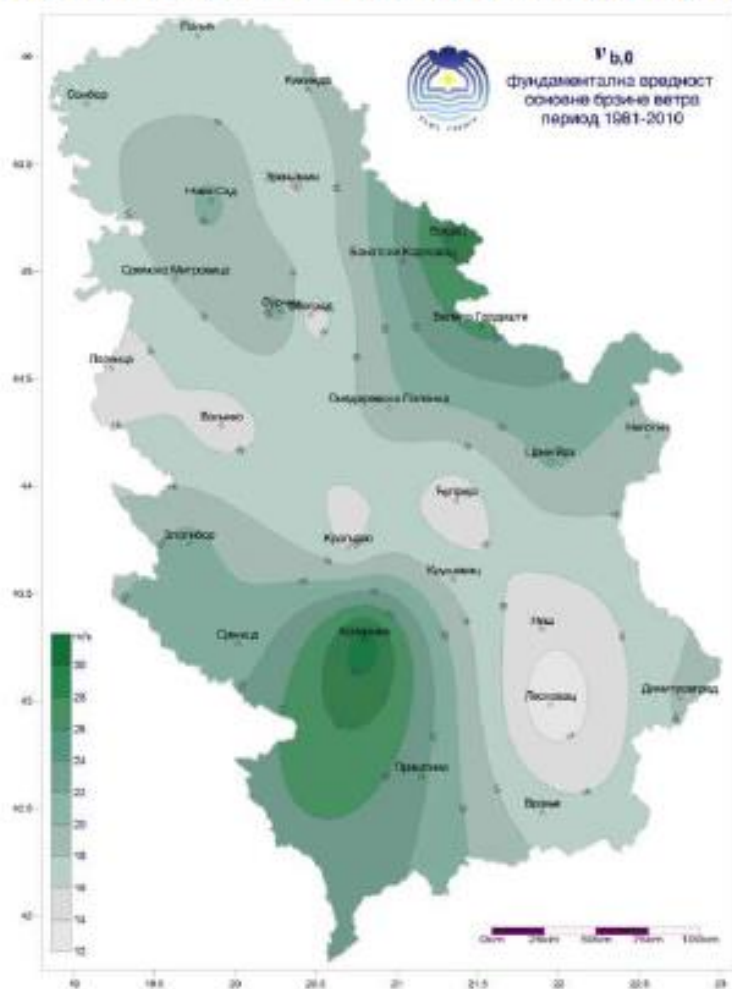


Слика 2.3.3.1: Снег који виси преко крова [2]

2.4 Дејство ветра

Динамичко дејство је и ветар, који проузрокује притисак на спољашње и унутрашње површине. Посматрајући ветар као флуид, брзина тог флуида може се представити као збир средње брзине ветра v_m и флукутирајуће компоненте брзине ветра $v_f(t)$ која је променљиве вредности. Поред брзине ветра имамо још и притисак ветра. Притик делује на делове површина у виду сила које су управне на површину конструкције. Када је изложена велика површина конструкције на деловање ветра јављају се значајне силе трења које делују тангенцијално на површину. Дејство ветра на територији Републике Србије је приказан на слици 2.4.1. [3]

Карта ветра без утицаја надморске висине

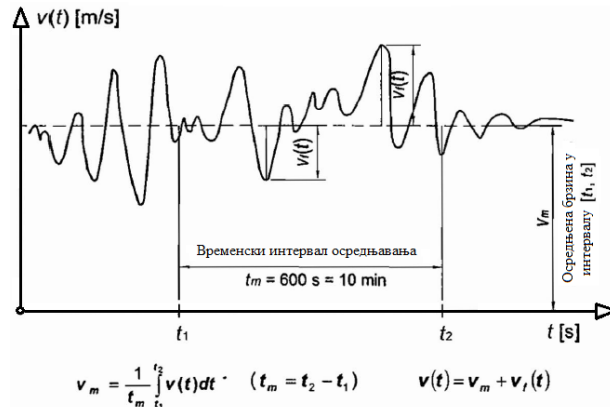


Проблематичне
вредности осредњене
брзине ветра и
изолована "острва" у
градским срединама !

Слика 2.4.1: Карта ветра без утицаја надморске висине [15]

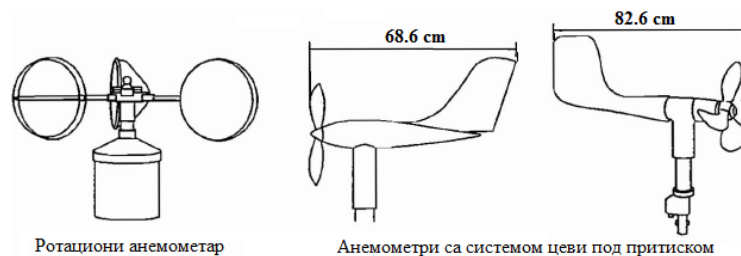
2.4.1 Брзина ветра

Када гледамо са стране метеоролога, ветар је кретање слободног ваздуха проузроковано струјањем у тропосфери. Струјање настаје као последица различитих температура ваздушних маса. Интензитет брзина ветра стално осцилира, самим тим је вредност променљива: $v = v(t)$. Са слике 2.4.1.1 можемо видети да вредност средње брзине ветра v_m зависи и од периода осредњавања ($t_m = t_2 - t_1$). [3]



Слика 2.4.1.1: Компоненте брзина ветра и период осредњавања [1]

Данас се за мерење брзине ветра користе анемометри који показују прецизнију вредност брзине ветра. Најчешће се користе анемометри са системом цеви под притиском или ротациони анемометри који су приказани на слици 2.4.1.2.



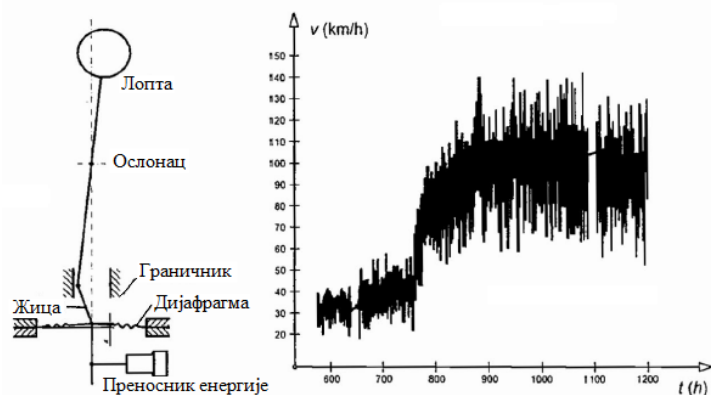
Слика 2.4.1.1: Различите врсте анемометра [1]

Прва мерења индикатора брзине ветра су из 16. века, тада су се користиле плоче окачене о хоризонталну осовину. Од великог је значења мерење брзине ветра. Треба истаћи значај Бофорове скале које се вековима користе за процену брзине ветра у односу на ефекте на копну, односно земљи. Бофорова скала је приказана у табели 9. [3]

Табела 9: Бофорова скала [3]

N ⁰	Бофоров	Ефекат на копну	Брзина ветра
			[m/s]
0	Тишина	Дим се диже усправно	< 0.45
1	Лахор	Дим се диже готово усправно	0.45 – 1.34
2	Поветарац	Осећа се на лицу, лишће шушти	1.79 – 3.13
3	Слаб ветар	Лишће се константно њише, покрећу се заставе	3.58 – 5.36
4	Умерен ветар	Покреће се прашина и хартије, гранчице се савијају	5.81 – 8.05
5	Јак ветар	Почињу да се повијају веће гране	8.49 – 10.7
6	Олујни ветар	Повијају се тања стабла, тешкоће у корачању људи	14.3 – 17.0
7	Олуја	Ломе се гране и повијају већа стабла	17.3 – 20.6
8	Јака олуја	Мања оштећења вегетације и објеката	21.0 – 24.1
9	Жестока олуја	Чупа дрвеће, велика оштећења објеката	24.6 – 28.2
10	Вихор	Тешка разарајућа дејства	28.6 – 33.5
11	Ураган, тајфун	Уништавајућа дејства	>33.5

Дугогодишње посматрање брзине ветра показало је да се статичком анализом може доћи до података који су неопходни за прорачун грађевинских и машинских конструкција. На слици 2.4.1.3 дат је шематски приказ рада анемографа, као и један анемографски запис.



Слика 2.4.1.3: Принципијални цртеж анемографа и анемографски запис ветра [1]

Фундаментална основна брзина ветра $v_{b,0}$, представља основу за одређивање дејства ветра. Према Еврокоду она је десетоминутна средња брзина ветра са вероватноћом прекорачења 0.02, мерена на висини од 10 m изнад равног отвореног терена категорија II. [1] [3]

Правац деловања ветра се не узима у обзир, али обухвата утицај надморске висине. Свака територија има своју вредност фундаменталних основних брзина ветра у оквиру Националног прилога уз стандард EN 1991-1-4. Надморска висина на фундаменталну основну брзину ветра узима у обзир множењем коефицијентом увећања c_{alt} .

Ниво поузданости се може остварити на основу корекције фундаменталне основне брзине ветра, множењем коефицијентом c_{prob} који се одређује на следећи начин:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (14)$$

Где је: p вероватноћа појаве годишњег прекорачења (стандардна вредност је 0.02 за повратни период од 50 година). Према Еврокоду: $K = 0.2$ и $n = 0.5$, за $p = 0.01$ (повратни период од 100 година) добија се увећање референтне фундаменталне брзине ветра за 3.85 % ($c_{prob} = 1.0385$), док се за $p = 0.05$ (повратни период од 20 година) референтна фундаментална брзина редукује за 5.38 % ($c_{prob} = 0.9462$).

Основна брзина ветра v_t узима у обзир правац деловања ветра и његов евентуални сезонски карактер. Одређује се на следећи начин:

$$v_t = C_{din} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (15)$$

Где је: C_{din} коефицијент правца деловања ветра ($C_{din} \leq 1.0$); C_{season} коефицијент сезонског деловања ($C_{season} \leq 1.0$); $v_{b,0}$ фундаментална брзина ветра.

Средња брзина ветра $v_m(z)$ узима у обзир храпавост и топографију терена као и референтну висину z изнад терена. Разликују се пет карактеристичних категорија терена слика 2.4.1.4 и приказ у табели 10. [1] [7]

Табела 10: Категорије и параметри трења [1] [7]

Категорија терена	Z_0 [m]	Z_{min} [m]	k_r [-]	$C_r(Z_{min})$ [-]
0 Мора или обална подручја изложене отвореном мору	0.003	1	0.156	0.906
I Језера или равничарске површине са занемарљивом вегетацијом, без препрека	0.01	1	0.170	0.782
II Површине са ниском вегетацијом, као што је трава и изолованим препрекама (дрвеће, зграде) на размацама од најмање 20 висина препреке	0.05	2	0.190	0.701
III Површине равномерно прекривене вегетацијом или зградама, или са изолованим препрекама на размацама од највише 20 висина препреке (села, приградске области, шуме)	0.3	5	0.215	0.606
IV Површине, на којима има бар 15% површине прекривено зградама, чија просечна висина прелази 15 m	1.0	10	0.234	0.540
Z_0 и Z_{min} су параметри храпавости терена, $Z_{max} = 200$ m - максимална разматрана висина профила ветра.				

Средња брзина ветра треба да се одреди на основу брзине v_b , према следећем изразу:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (16)$$

Где је: $C_r(z)$ коефицијент храпавости; $C_o(z)$ коефицијент топографије терена.

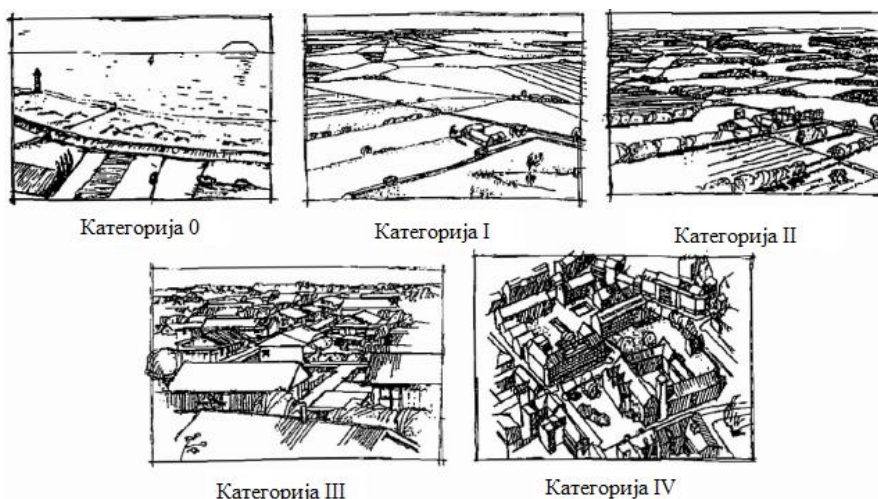
Коефицијент храпавости $C_r(z)$ одређује се у зависности од категорије терена:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \quad \text{за} \quad Z_{min} < z \leq Z_{max} = 200 \text{ m} \quad (17)$$

$$C_r(z) = C_r(Z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{за} \quad z \leq Z_{min} \quad (18)$$

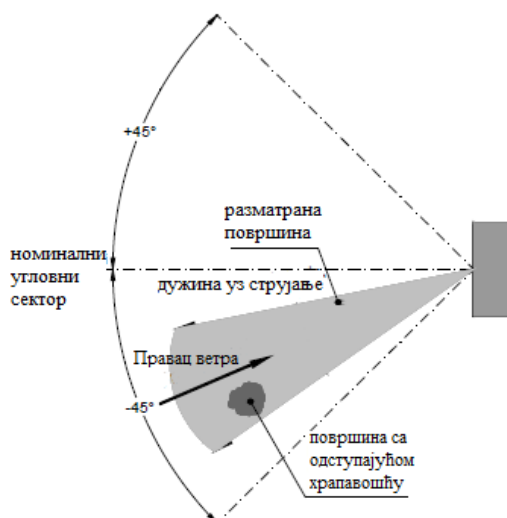
Где је k_r коефицијент терета, који је константа за сваку категорију терета и израчунава се на следећи начин:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,u}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{0.05}\right)^{0.07} \quad (19)$$



Слика 2.4.1.4: Шематски приказ категорија терена [3]

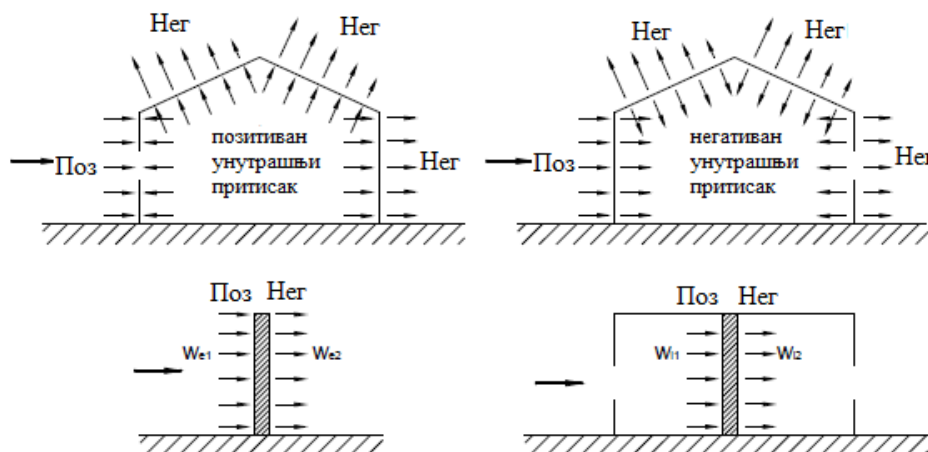
Процењена вредност храпавости терена је приказана и у дијаграм 1.



Дијаграм 1: Процењена храпавост терена [7]

2.4.2 Притисак ветра

Дејство ветра у зависности од смера деловања може да буде позитивно или негативно. Притисак који делује на површину објекта је позитиван, док је негативан када делује од површине. Притисак се сматра позитивним дејством, а сисање негативним дејством и приказани су на слици 2.4.2.1. [3]



Слика 2.4.2.1: Притисак на кров [7]

Притисак ветра је сагласно Бернулијевој једначини основни притисак ветра и може да се одреди на следећи начин:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (20)$$

Где је: v_b основна брзина ветра, а ρ густина ваздуха која зависи од надморске висине и спољашње температуре.

Када се у претходни израз убаци препоручена вредност густине ваздуха добија се:

$$q_b \approx \frac{v_b^2}{1600} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \quad (21)$$

Компоненте брзине ветра тј удар динамичког дејства ветра се узима у обзир преко ударног притиска ветра $q_p(z)$ који се одређује на следећи начин:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (22)$$

Где је: $I_v(z)$ интензитет турбуленције, $C_e(z)$ коефицијент изложености који зависи од интензитета турбуленције приказан је на дијаграму 2.

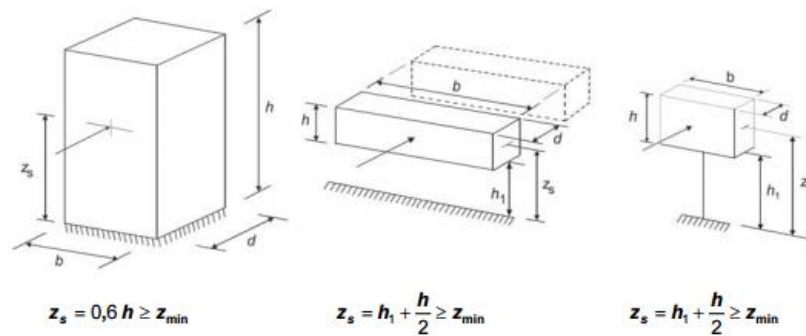
Интензитет турбуленције ветра на висини z може се одредити на следећи начин:

$$I_v(Z) = \frac{\sigma_v}{v_m(Z)} = \frac{k_r \cdot v_b \cdot k_1}{v_m(Z)} = \frac{k_1}{C_0(Z) \cdot \ln(Z/Z_0)} \quad \text{за} \quad Z_{\min} < Z \leq Z_{\max} \quad (23)$$

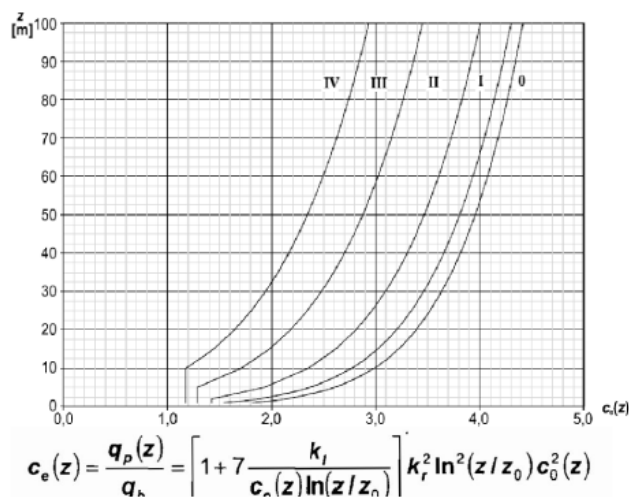
$$I_v(Z) = I_v(Z_{\min}) \quad \text{за} \quad Z < Z_{\min} \quad (24)$$

Где је: σ_v стандардна девијација брзине ветра, $v_m(Z)$ осредња брзина ветра, k_1 коефицијент турбуленције чија је препоручљива вредност по Еврокоду 1 $k_1 = 1.0$.

Треба водити рачуна о вредности турбуленције, она се одређује за објекте као целина на основу вредности висине Z_s . На слици 2.4.2.2 приказане су вредности референтне висине које су потребне за прорачун вредности турбуленције.



Слика 2.4.2.2: Референтна висина z_s за различите типове објеката [7]



Дијаграм 2: Дијаграм коефицијента изложености $c_e(z)$ за различите категорије терена (за $k_1 = 1.0$ и $c_e(z) = 1.0$) [1] [7]

Ветар делује на спољашње површине објекта, али због порозности материјала и отвора на објекту може да делује и на унутрашње површине. Унутрашњи притисак ветра је веома значајан код објеката са великим отворима. Спољашњи притисак ветра се може одредити на следећи начин:

$$w_e = q_p(Z_e) \cdot C_{pe} \quad (25)$$

Где је: $q_p(Z_e)$ ударни притисак ветра на референтној висини Z_e , C_{pe} коефицијент спољашњег притиска који зависи од облика и димензије објекта.

Унутрашњи притисак ветра се одређује на следећи начин:

$$w_i = q_p(Z_i) \cdot C_{pi} \quad (26)$$

Где је: $q_p(Z_i)$ ударни притисак на референтној висини Z_i , C_{pi} коефицијент унутрашњег притиска.

Спољашњи и унутрашњи притисак се може користити и за одређивање сила ветра на конструкцију. [1] [7]

2.4.3 Коефицијент спољашњег и унутрашњег притиска за зграде

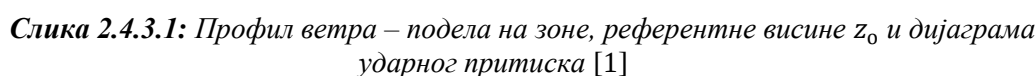
Под појмом коефицијент притиска подразумева се и притисак и сисање, сагласно са знаком одговарајућег коефицијента. У SRPS EN 1991-1-4 су дати коефицијенти спољашњег притиска C_{pe} за следеће случајеве који су карактеристични за објекте у грађевинарству:

- Вертикалне зидове зграда правоугаоне основе,
- Равне кровове,
- Дводне кровове,
- Једнодне кровове,
- Кровови на четири воде,
- Надстрешнице (укупни нето коефицијен притиска $C_{p,net}$),
- Тестерасте кровове.

Еврокод 1 даје две вредности за спољашњи коефицијент притиска $C_{pe,1}$ и $C_{pe,10}$. Коефицијент спољашњег притиска $C_{pe,1}$ се користи за локална напрезања ветром на површинама до 1 m^2 . Такође се користи и за проверу носивости облоге и њених веза са конструкцијским елементима. Коефицијент спољашњег притиска $C_{pe,10}$ се користи за веће површине од 10 m^2 . Код површине (А) између једног и десетог квадратног метра, коефицијент притиска се добија на основу логаритамске интерполације:

$$C_{pe,A} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A \quad (27)$$

Као пример дати су поступци за одређивање коефицијента спољашњег притисака за вертикалне зидове зграда правоугаоне основе и за дводне кровове који се најчешће јављају у инжењерској пракси. За одређивање спољашњег притиска на вертикалне зидове потребно је обратити пажњу на висину зграде. У односу на висину h и ширину b потребно је извршити поделу поршина на зоне као што је приказано на слици 2.4.3.1. Свака зона одређује ударни притисак ветра $q_p(Z_e)$ на висини Z_e која је једнака максималној висини унутар разматране зоне. [1]



Постоје пет зона А, В, С, D и Е које служе за одређивање спољашњег коефицијента за вертикалне зидове слика 2.4.3.2.

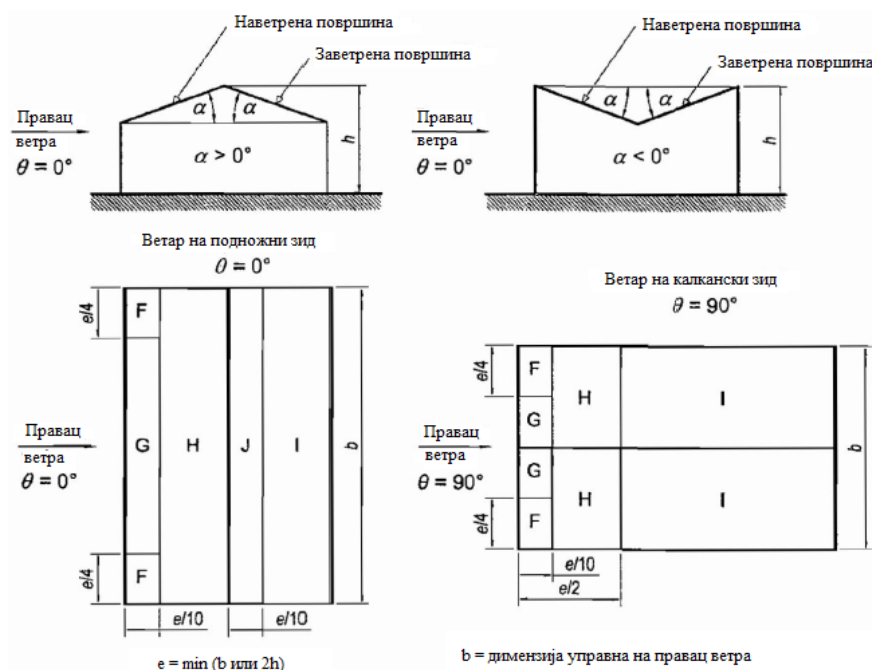


Препоруке за спољашњи коефицијент притиска дате су у Националном прилогу SRPS EN 1991-1-4/NA и приказане су у табели 11.

Табела 11: Коефицијент спољалњег притиска $C_{re,1}$ и $C_{re,10}$ за вертикалне зидове (зграде правоугаоне основе) [1]

Зона	А		В		С		D		E	
h/d	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Спољашњи коефицијент притиска за двоводне кровове се дели на пет зона F, G, H, I и J са различитим интензитетом дејства ветра што се види на слици 2.4.3.3.



Слика 2.4.3.3: Зоне ветра на двоводне кровове [1]

Дата су два карактеристична правца деловања ветра: управно на хоризонталну линију која представља врх крова $\theta = 0^\circ$ и паралелно са хоризонталном линијом која представља врх крова $\theta = 90^\circ$. Препоручене вредности су усвојене из SRPS EN 1991-1-4/NA и приказане су у табелама 12 и 13.

Табела 12: Коefицијент спољашњег притиска ветра код двоводних кровова за $\theta = 0^\circ$ [7]

Угао нагиба крова α	Зона за правца $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0.6		-0.6		-0.8		-0.7		-1.0	
-30°	-1.1	-2.0	-0.8	-1.5	-0.8		-0.6		-0.8	
-15°	-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5		-0.7	
-5°	-2.3		-1.2		-0.8		+0.2		+0.2	
	-2.5		-2.0		-1.2		-0.6		-0.6	
5°	-1.7		-1.2		-0.6		-0.6		+0.2	
	+0.0		+0.0		+0.0		-0.6		-0.6	
15°	-0.9		-0.8		-0.3		-0.4		-1.0	
	+0.2		+0.2		+0.2		+0.0		+0.0	
30°	-0.5		-0.5		-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4		+0.0		+0.0	
45°	-0.0		-0.0		-0.0		-0.2		-0.3	
	+0.7		+0.7		+0.6		+0.0		+0.0	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Када је у питању правца ветра $\theta = 0^\circ$, притисак се нагло мења између позитивне и негативне вредности око угла $\alpha = -5^\circ$ до $+45^\circ$ табела 4.4. Вредност коefицијента притиска за површине F, G и H комбинују се са највећим и најмањим вредностима коefицијента површине J и I (слика 2.4.3.4).

Линеарна интерполација за међувредности угла нагиба крова може да се примени само када су вредности угла истог знака. За углове нагиба крова између $\alpha = +5^\circ$ и $\alpha = -5^\circ$ не може се вршити интерполација, у оваквом случају треба користити вредност коefицијента притиска за равне кровове. [1] [7]

Увек се разматра унутрашњи притисак ветра са спољашњим и не могу да делују независно. Провером могућих комбинација спољашњих и унутрашњих притисака одређује се њихов најнеповољнији заједнички утицај.

Табела 13: Коефицијент спољашњег притиска ветра код двоводних кровова за $\theta = 90^\circ$ [7]

Угао нагиба крова α	Зона за правац $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1.4	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.8	-0.9	-1.2
-30°	-1.5	-2.1	-1.2	-2.0	-1.0	-1.8	-0.9	-1.2
-15°	-1.9	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.8	-1.2
-5°	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	-1.2
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	-1.2
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	-1.2
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	-1.2
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	-1.2

Унутрашњи коефицијент притиска C_{pi} зависи од броја, величина отвора и њиховог распореда на различитим странама. Ако имамо велика врата хангара, онда се прво прорачунава ситуација када су врата отворена при дејству екстремног ветра.

Када су у питању сталне и прорачунске ситуације, разматра се унутрашњи притисак ветра у случају затворених врата. Уколико једна страна има бар двоструко већу површину отвора од било које друге, сматра се да је она доминантна и према њој се одређује коефицијент унутрашњег притиска, као део одговарајућег коефицијента спољашњег притиска C_{pe} .

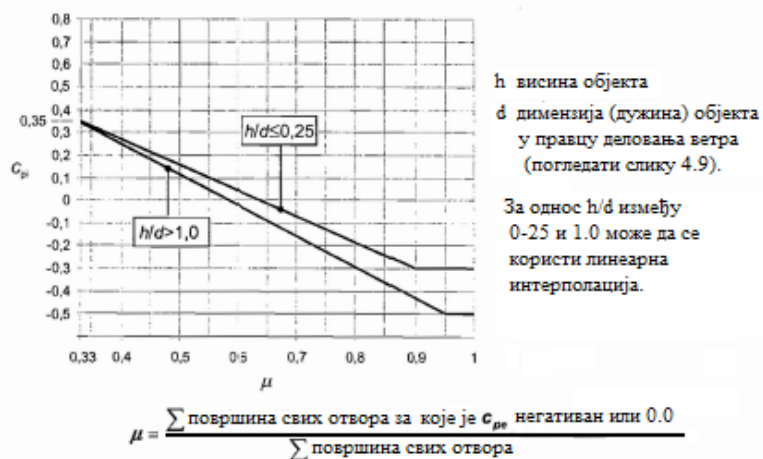
Уколико доминантна страна има двоструко већу површину отвора онда је:

$$C_{pi} = 0.75 C_{pe} \quad (28)$$

За одређивање троструко веће површине отвора:

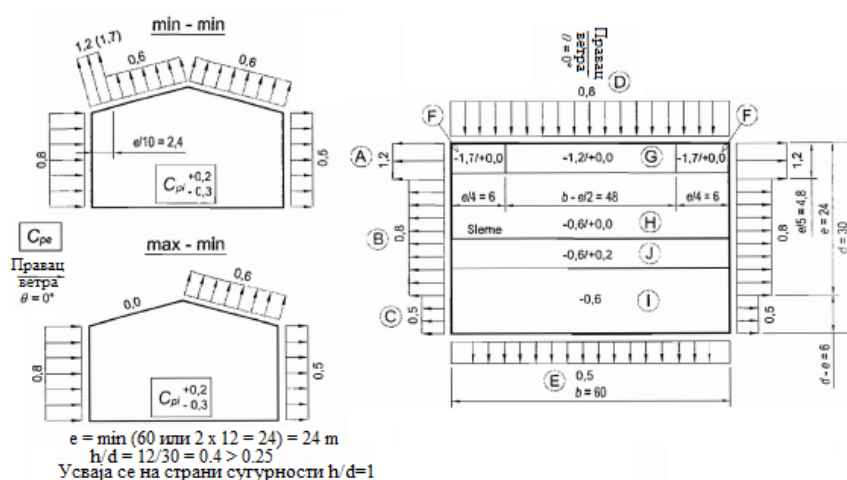
$$C_{pi} = 0.90 C_{pe} \quad (29)$$

Где је: C_{pe} коефицијент спољашњег притиска за доминантну страну. Када постоје разлике у вредностима овог коефицијента треба да се усвоји просечна вредност. Вредност коефицијента унутрашњег притиска C_{pi} одређује се према дијаграму 3. [1,3,7]



Дијаграм 3: Коефицијент унутрашњег притиска за зграде да равномерних втвора [3]

Да би се тачно одредила вредност коефицијента μ може се увојити да је коефицијент унутрашњег притиска $C_{pi} = +0.2$ и $C_{pi} = -0.3$.



Слика 2.4.3.4: Дејство ветра и коефицијенти притиска за типичну индустријску халу[1]

2.4.4 Оптерећење услед дејства ветра

Најзначајнија величина је интензитет оптерећења услед дејства ветра. По Еврокоду оптерећења услед дејства ветра могу бити одређена на следећи начин:

- Помоћу коефицијента силе C_f ,
- Помоћу спољашњег притиска ветра w_e и унутрашњег притиска ветра w_i односно одговарајућих коефицијената притиска C_{pe} и C_{pi} .

Коефицијент силе C_f се углавном примењује када су елементи конструкције директно изложени дејству ветра. Код конструкције која се представља као целина силе или оптерећења од ветра могу се одредити на следећи начин:

$$F_{w,e} = C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{ref} \quad (30)$$

Где је: C_s , C_d коефицијент конструкције помоћу кога се узима у обзир њен динамички одговор, C_f коефицијент силе за читаву конструкцију, $q_p(Z_e)$ ударни притисак ветра на референтној висини Z_e , A_{ref} референтна површина конструкције.

Оптерећење од ветра може да се одреди као векторски збир сила које делују на све елементе конструкције:

$$F_{w,e} = C_s \cdot C_d \cdot \sum C_f \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{ref} \quad (31)$$

Где је: C_f коефицијент силе за елемент конструкције, који зависи од облика попречног пресека елемената, $q_p(Z_e)$ ударни притисак ветра на референтној висини Z_e , A_{ref} референтна површина разматраног елемента ($A_{ref} = b \cdot l$). [7]

Спољашњи и унутрашњи притисак може се израчунати на следећи начин:

- За спољашње оптерећење ветра:
- $$F_{w,e} = C_s \cdot C_d \sum w_e \cdot A_{ref} = C_s \cdot C_d \cdot \sum C_{pe} \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{ref} \quad (32)$$

- За унутрашње оптерећење ветра:

$$F_{w,e} = \sum w_i \cdot A_{ref} = \sum C_{pi} \cdot q_p(Z_i) \cdot A_{ref} \quad (33)$$

Велике и храпаве површине имају велики интензитет па се у обзир узима и евентуална сила трења услед дејства ветра, а одређује се на следећи начин:

$$F_{tr} = C_{tr} \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{tr} \quad (34)$$

Где је: C_{tr} коефицијент трења (од 0.01 за глатке до 0.04 за врло храпаве површине), A_{tr} површина на којој се разматра трење.

Коефицијенти трења се примењују на површине зидова и кровова и њихове вредности у зависности од храпавости површина дате су у табели 14.

Табела 14: Коефицијент трења [7]

Површина	Коефицијент трења C_{fr}
Глатка (челик, гладак бетон)	0.01
Храпава (храпав бетон, даске премазане смолом)	0.02
Врло храпава (рељеф, ребра, преклопи)	0.04

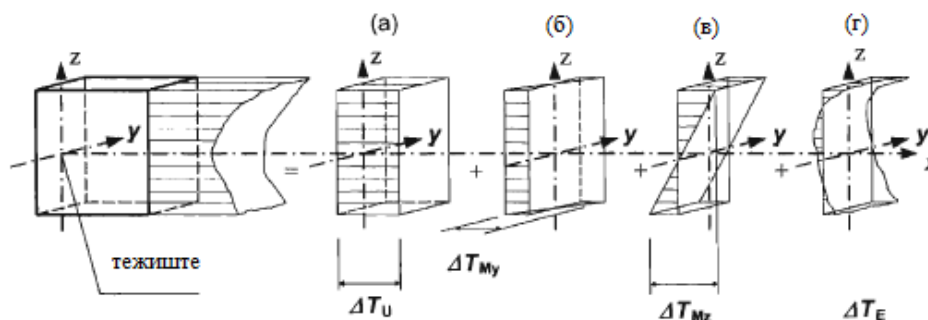
2.5 Дејства услед температурних промена

При промени температурног поља настају термичка дејства на конструкцију или конструкцијски елемент. У елементима конструкције до промене температуре долази услед дневних и сезонских колебања температуре ваздуха или у случају промена унутрашње температуре у објекту у односу на почетну температуру T_0 . [5]

Температурне промене изазивају деформације, а уколико су промене спречене или ограничене у конструкцији се јављају напрезања. Термичка дејства се третирају као променљива, индиректна дејства и треба их анализирати у свим прорачунским ситуацијама. Температурно поље попречног пресека елемената конструкције је променљиво, па се температура дели на четири компоненте:

- ΔT_u равномерна промена температуре у оси елемента,
- ΔT_{My} линеарна промена температуре по ширини пресека,
- ΔT_{Mz} линеарна промена температуре по висини пресека,
- ΔT_E нелинеарна промена температуре у попречном пресеку.

На слици 2.5.1 приказана је температурна промена у попречном пресеку.



Слика 2.5.1: Компоненте температурних промена у попречном пресеку елемената [5]

Равномерна промена температуре ΔT_u доводи до скраћења елемената. Линеарна промена температуре ΔT_{My} доводи до неравномерног загревања горње и доње површине пресека и бочних страна ΔT_{Mz} . Последица оваквих промена огледа се у савијању елемената око хоризонталне или вертикалне осе. Линеарна промена температуре је важна за конструкције које су директно изложене сунчевом зрачењу (мостови, мосне дизалице, кранови...). Нелинеарна промена температура ΔT_E не изазива напрезања у елементима конструкције. Напони у попречном пресеку при нелинеарној промени температуре су само-уравнотежени као што су и при поступцима врућег ваљања и заваривања. [1] [5]

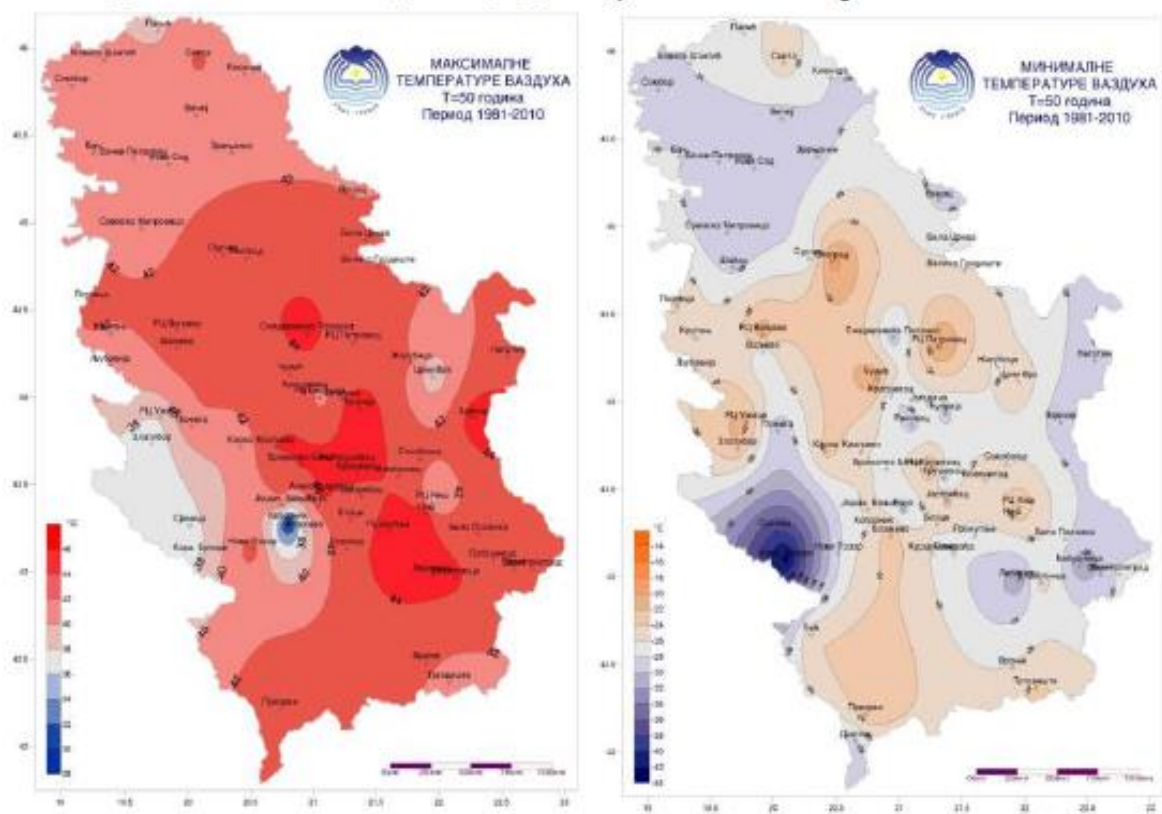
За промену температуре специфичне констукције као што су мостови и мостови са косим затегама, уводи се и компонента температурне разлике у различитим деловима конструкције ΔT_p (разлика температуре у затегама и греди).

Еврокод при прорачуну утицаја у зградама разматра:

- ΔT_u равномерна промена температуре у оси елемената,
- ΔT_M линеарна промена температуре у пресеку,
- ΔT_p температурна разлика у различитим елементима конструкције.

Промена температуре на територији Републике Србије је проказано на слици 2.5.2.

Карте температуре (максимум и минимум)



Слика 2.5.2: Карта температуре на територији Србије

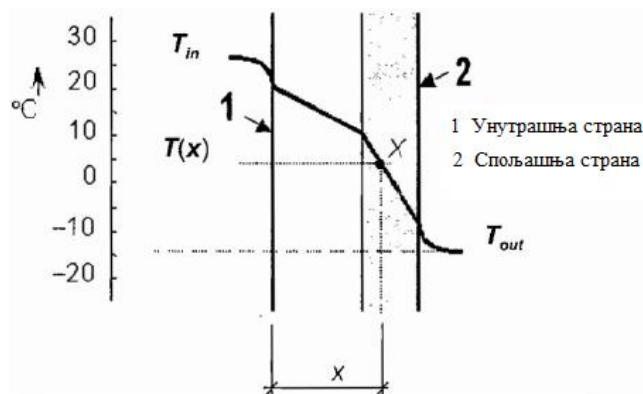
Равномерна промена температуре се одређује на следећи начин:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (35)$$

Где је: T просечна температура у елементу конструкције у зимској или летњој сезони, T_0 почетна температура.

Еврокод препоручује да је: $T_0 = 10^\circ\text{C}$.

Просечна температура у елементу конструкције T за летње и зимске температуре може се одредити помоћу дијаграма за двослојне елементе. Температуни двослојни елементи су приказани на слици 2.5.3.



Слика 2.5.3: Температурни дијаграм двослојног елемента [5]

Тачка x вишеслојног елемента се одређује према теорији преноса топлоте на следећи начин:

$$T(x) = T_{in} - \frac{R(x)}{R_{tot}} \cdot (T_{in} - T_{out}) \quad (36)$$

$$R_{tot} = R_{in} + \sum_i \frac{h_i}{\lambda_i} + R_{out} \quad (37)$$

$$R(x) = R_{in} + \sum_i \frac{h_i}{\lambda_i} \quad (38)$$

Где је: T_{in} температура унутрашње средине, T_{out} температура спољашње средине, R_{tot} укупан отпор провођењу топлоте посматраног елемента [$\text{m}^2\text{K/W}$], $R(x)$ отпор провођењу топлоте до посматране тачке x , са унутрашње стране [$\text{m}^2\text{K/W}$], R_{in} отпор преласка топлоте на унутрашњој страни [$\text{m}^2\text{K/W}$], R_{out} отпор преласка топлоте на спољашњој страни [$\text{m}^2\text{K/W}$], λ_i термичка проводљивост и-тог слоја [W/(mK)], h_i дебљина и-тог слоја. [1] [5]

Уколико се елементи контрукције налазе у унутрашњој средини може се усвојити да је температура T једнака унутрашњој температури: $T = T_{in}$, приказано у табели 15. Ако се конструкција налази у спољашњој средини усваја се $T = T_{out}$ према табели 16, где је T_{out} температура спољашње средине.

Табела 15: Индикативне температурне унутраљње средине T_{in} [4]

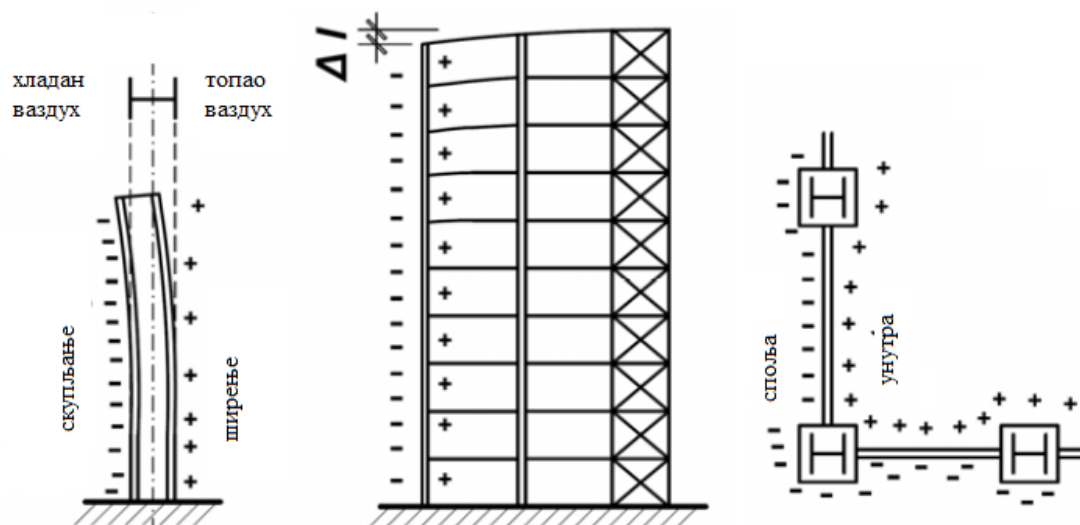
Сезона	T_{in}
Лето	$T_1 = 20^\circ\text{C}$
Зима	$T_2 = 25^\circ\text{C}$

Табела 16: Индикативне температурне спољашње средине T_{out} за зграде иснад нивоа тла [4] [5]

Сезона	Утицај апсорпције сунчевих зрака		T_{out}
Лето	Релативна апсорптивност у функцији боје површине	0.5 – сјајне, светле површине	$T_{max}+T_3$
		0.7 – светле површине	$T_{max}+T_4$
		0.9 – тамне површине	$T_{max}+T_5$
Зима			T_{min}
Вредности максималне и минималне температуре ваздуха у гладу T_{max} и T_{min} , као и температурни утицај сунчевог зрачења T_3 , T_4 и T_5 , могу да се дефинишу у Националном прилогу. Ако нема расположивих података, за подручја између 45°N и 55°N северне географске ширине Еврокод препоручује следеће вредности:			
- За површине окренуте на северо – истоку: $T_3 = 0^{\circ}\text{C}$ $T_4 = 2^{\circ}\text{C}$ $T_5 = 4^{\circ}\text{C}$ - За хоризонталне површине и површине окренуте на југо – запад: $T_3 = 18^{\circ}\text{C}$ $T_4 = 30^{\circ}\text{C}$ $T_5 = 42^{\circ}\text{C}$			

Треба да се узме у обзир компоненте температурних промена ΔT_M и ΔT_p које се морају анализирати. Еврокод даје препоруке вредности линеарне промене температуре ΔT_M по висини попречног пресека за челичне, спрегнуте и бетонске мостове.

Приказ деформације елемената конструкције услед неједнаког загревања дато је на слици 2.5.4. [1] [4] [5]

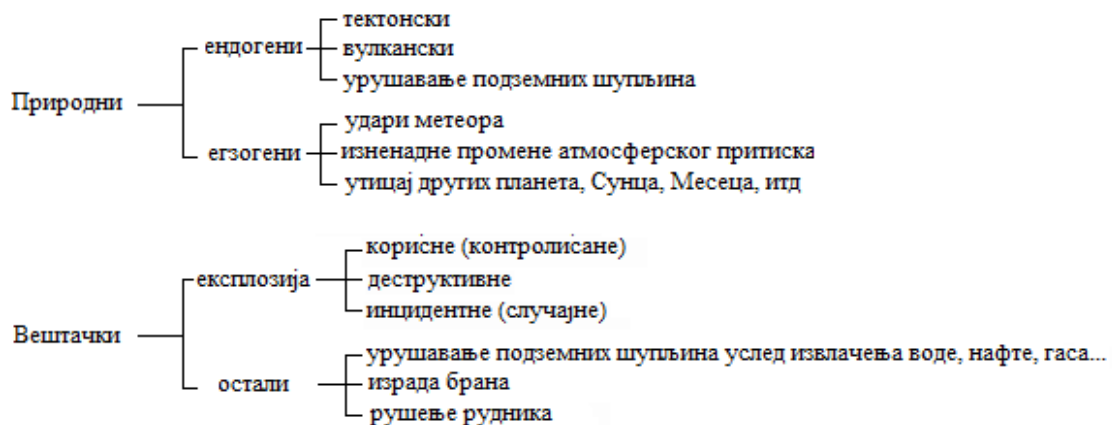


Слика 2.5.4: Дегормације елемената конструкције услед неједнаког загревања [1]

2.6 Сеизмичка дејства

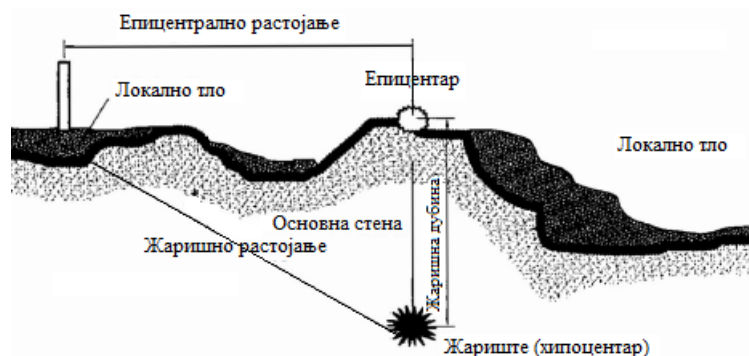
Земља се састоји од неколико великих тектонских плоча: пацифичка, филипинска, афричка, евроазијска, северно-америчка, јужно-америчка, антартичка, аусталијска. Плоче изазивају подрхтавање тла – земљотресе који доводе до промене рељефа на контактним линијама.

Постоје природни и вештачки земљотреси на (слици 2.6.1). приказани су узроци њихове појаве. Тектонски земљотреси су последица јаких вибрација које настају при великим количинама енергије у кратком временском периоду при изненадним поремећајима унутар Земљине коре. [1] [8]



Слика 2.6.1: Узорци земљотреса – подела земљотреса према пореклу [1]

Земљотреси се дешавају у земљиној кори или омотачу језгра и та места се називају жариште или хипоцентар. Епицентар земљотреса је вертикална пројекција хипоцентра на површину земље, такође није тачка већ област чија вредност зависи од интензитета земљотреса. У плитке земљотресе спадају земљотреси чија је дубина мања од 70 km. Жаришно растојање и епицентрално растојање биће приказано на слици 2.6.2.

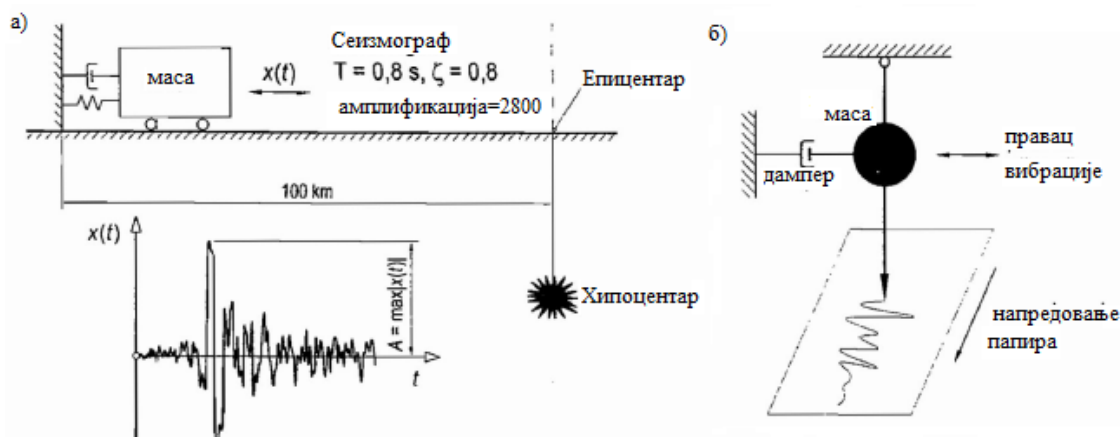


Слика 2.6.2: Основни појмови [1]

Магнитуда земљотреса M представља јачину земљотреса у жаришту, појам магнитуде је дефинисао сеизмолог Чарлс Рихтер 1935 године. Логаритам максималне амплитуде добијен је помоћу Вуд – Андерсоновог хоризонталног сеизмографа са увећањем од 2800. Магнитуда земљотреса се израчунава на следећи начин:

$$M = \log_{10} \cdot A \quad (39)$$

Где је: A амплитуда записа земљотреса у микронима 10^{-6} m, на епицентралним растојању од 100 km. Ови појмови су приказани на слици 2.6.3. [1] [8]



Слика 2.6.3: а) Дефиниција магнитуде по Рихтеру; б) Шема сеизмографа [8] [9]

Магнитуда земљотреса M зависи од ослобођења енергије у жаришту (E):

$$\log_{10}(E) = 11.8 + 1.5 \cdot M \quad (40)$$

Јачина или интензитет земљотреса се дефинише као ниво последица које земљотрес оставља на окружењу и објектима. Поређење скала је приказано на слици 2.6.4. За мерење интензитета при комплексним и непредвидивим земљотресима постоји већи број скала које се могу сврстати у две групе:

- Субјективне скале које су засноване на осећањима људи, понашању живих бића и ефектима на објекте;
- Објективне скале које се заснивају на мерењима (магнитуде, сеизмичког момента...) помоћу којих се квантификује интензитет земљотреса.

Најзначајније скале за оцену интензитета земљотреса су:

- Меркали – Канкани- Зибергова скала MCS – описна скала из 1994 године,
- Модификована Меркалијева скала MM – описна скала са 12 степени, веома распрострањена и данас,
- Медведев – Шпонхајер – Карникова скала MSK-64 – описна са 12 степена, коришћена у Југославији и данас у Србији,
- Рихтерова или локална магнитудна скала – једна од најпримењивањих скала које су засноване на мерењима. [1] [8] [9]

MM	0	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MSK	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
JMA	0	I	II	III	IV	V	VI	VII					
PGA	0.5	1	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	[cm/s ²]	

JMA = Јапанска метеоролошка агенција
 PGA = Вршно убрзање глат

Слика 2.6.4: Поређење различитих сила за мерење интензитета земљотреса [1]

2.6.1 Филозофија Еврокода за пројектовање у сеизмички активним подручјима

Убрзање тла које настаје при земљотресима, самим тим настају и инерцијалне силе које доводе до сеизмичка дејства у конструкцијама. Сеизмичка дејства су пропорционална убрзању и маси конструкције ($F = a \cdot m$).

Постоје два проблема при пројектовању конструкција у сеизмичка подручја:

1. Одредити интензитет утицаја у конструкцији услед дејства земљотреса и прорачунати конструкцију да издржи оптерећења.
2. Сложенији пробелем је тај да интензитет сеизмичких дејства зависе и од својстава самог конструкцијског система, (крутост, распоред маса).

Интензитет сеизмичких зависе од следећих утицаја:

1. Ниво сеизмичких зона, који може да се изрази преко убрзања тла при земљотресу,
2. Врста тла,
3. Маса објекта,
4. Врста конструкцијског материјала,
5. Крутост и статички систем главне носеће конструкције.

Велики значај сеизмичких дејства кроз историју су проузроковале велике материјалне штете и љутске жртве. Због тога је посвећена пажња прорачуну конструкција сеизмичким подручјима у европским нормама. Овај проблем је преузео је Еврокод 8. Еврокод 8 прописује да конструкција мора да буде пројектована и изведена да издржи сеизмичка дејства без локалне или глобалног рушења, да издржи капацитет носивости и после сеизмичког дејства. Прорачунско сеизмичко дејство се изражава као:

1. Референтног сеизмичког дејства које се одређује на основу вероватноће прекорачења у периоду од 50 година P_{NCR} , или повратног периода T_{NCR} ,
2. Фактор значаја γ_1 који узима у обзир разлике у нивоу поузданости за различите категорије конструкција.

Разлика у нивоу поузданости се уводи у прорачун на основу класификације конструкције и различите класе значаја.

Фактор значајности $\gamma_1 = 1.0$ се односи на сеизмичку појаву која има референтни повратни период од 50 година. Вредност фактора значајности γ_1 се дефинисе у Националном прилогу и могу буду различите за различите сеизмичке зоне.

2.6.2 Прорачунско убрзање тла

Националне територије се деле на сеизмичке зоне у зависности од локалног објекта, а унутар сваке зоне је тај објект иста. Референтно максимално убрзање тла a_{gR} се одређује за повратни период сеизмичког дејства T_{NCR} , за захтев да се објект не сруши, или за еквивалентну вероватноћу прекорачења P_{NCR} . Еврокод за објекте описује се преко референтног максималног убрзања тла a_{gR} за тло категорије А у табели 17. Прорачунско убрзање a_g се одређује на следећи начин:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (41)$$

Где је: γ_1 фактор значаја. Фактор значаја може се усвојити на основу табеле 6. [1]

Табела 17: Препоручене вредности фактора значаја γ_1 [1]

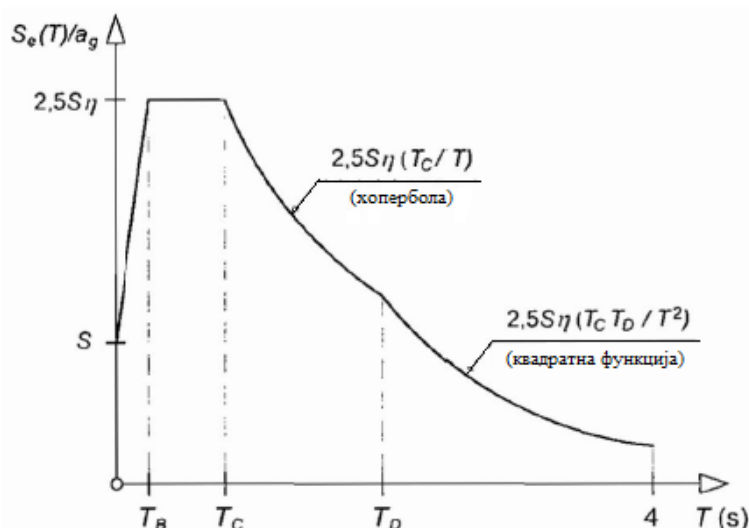
Класа значаја	Опис објекта	γ_1
I	Зграда мањег значаја са становишта безбедности, на пример пољопривредни објекти	0.8
II	Обичне зграде, које не припадају ни једној другој класи	1.0
III	Зграде чија сеизмичка отпорност је важна са становишта последица лома, као што су школе, хале за окупљање људи...	1.2
IV	Зграде чији интегритет у току земљотреса је од виталног значаја за цивилну заштиту, на пример болнице, ватрогасне станице...	1.4
Класе значаја I, II, III или IV приближно одговарају класама према последицама CC1, CC2 и CC3, које су дефинисане у Еврокоду 0 (SRPS EN 1990). Референтна вредност је $\gamma_1 = 1.0$ (класа значаја II, односно класа поузданости RC2).		

Табела 18: Класификација тла и индикативне вредности параметра од значаја [1]

Категорија тла	Опис геолошког профила	Параметри		
		$V_{s,30}$	N_{SPT}	C_u
		m/s	удари/30 cm	kPa
A	Стена или стенска геолошка формација, укључујући највише 5 m слабијег материјала на површини	>800	–	–
B	Депозити врло густог песка, шљунка или врло круте глине, дебљина барем неколико десетина метара, са повећањем механичких особина са дужином	360 - 800	>50	>250
C	Дубоки депозити густог, или средње густог песка, шљунка или круте глине, са дебљинама од неколико десетина до више стотина метара	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Депозити слабо – до – средње некохезивног тла (са или без меких кохезивних слојева), или доминантно меко – до – чврсто кохезивно тло	<180	<15	<70
E	Тло чији се профил састоји из алувијалног слоја са вредностима v_s за тип C или D и са дебљином која варира између око 5 m и 20 m, испод којег је тврђе тло са $v_s > 800$			
S1	Депозити који се састоје или сажде слој од барем 10m дебљине меких глина / муља са високим индексом пластичности ($PI > 40$) и са високим садржајем воде	<100	–	10 - 20
S2	Депозити ликвефабилног тла, састављених од осетљивих глина, или од било ког другог профила тла који није укључен у типове A – E или S1			
$V_{s,30}$ осредњена вредност брзине простирања смицајућих сеизмичких таласа N_{SPT} број удара на 30 cm C_u недренирана чврстоћа при смицању				

2.6.3 Хоризонтални еластични спектар одговора

Дејство хоризонталног земљотреса се описује са две ортогоналне компоненте које су међусобно независне. Еластични спектар одговора убрзању тла $S_e(T)$ може се дефинисати као сложена функција која се састоји од четири сегмента, два линеарна, једног хиперболичног и квадратног. Еластични спектар је приказан на слици 2.6.3.1.



Слика 2.6.3.1: Еластичан спектар одговата (нормализован на a_g) [1]

Аналитички облик функције еластичног спектра одговара убрзању тла $S_e(T)$ дефинише се на следећи начин:

$$S_e(T) = \left\{ \begin{array}{ll} a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) & T_C \leq T \leq T_D \\ 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & T_D \leq T \leq 4s \end{array} \right\} \quad (42)$$

Где је: T период вибрације линеарног система са једним степеном слободe, a_g пројектно убрзање за тло типа А ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$), T_B доња граница периода у области са константним спектралним убрзањем, T_C горња граница периода у области са константним спектралним убрзањем, T_D вредност периода која дефинише почетак области спектра са константним одговором померања у спектру, S фактор категорије тла, η фактор корекције пригушења ($\eta = 1.0$ за стандардно вискозно пригушење конструкције од 5%).

Фактор корекције пригушења η може се одредити на следећи начин:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (43)$$

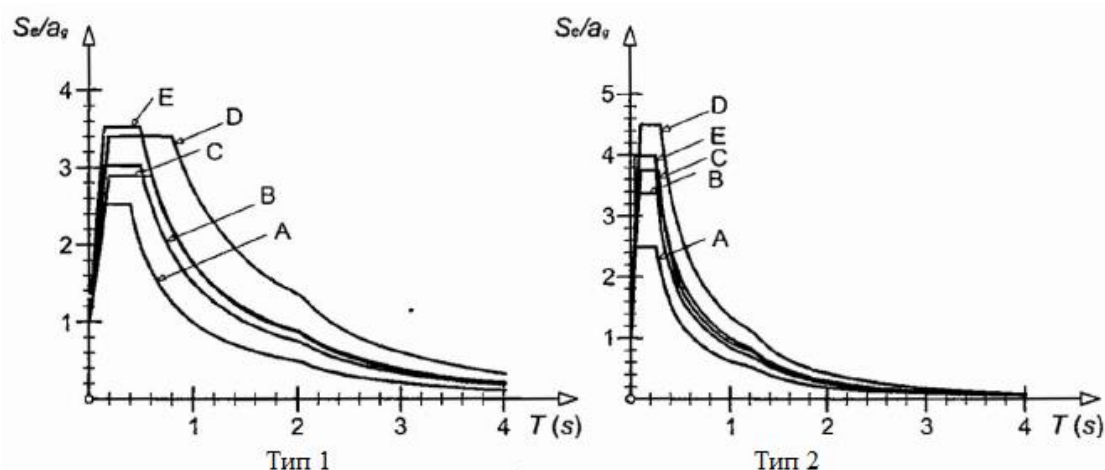
Где је: ξ релативно вискозно пригушење конструкције у процентима. [1]

Граничне вредности периода T_B , T_C , T_D и фактора категорије тла S којим се дефинише облик еластичног спектра, дефинисане су у табели 19.

Табела 19: Вредности параметра који описују еластичан спектар одговора [1]

Категорија тла	S		$T_B(s)$		$T_C(s)$		$T_D(s)$	
	Тип 1	Тип 2	Тип 1	Тип 2	Тип 1	Тип 2	Тип 1	Тип 2
A	1.0	1.0	0.15	0.05	0.4	0.25	2.0	1.2
B	1.2	1.35	0.15	0.05	0.5	0.25	2.0	1.2
C	1.15	1.5	0.20	0.10	0.6	0.25	2.0	1.2
D	1.35	1.8	0.20	0.10	0.8	0.30	2.0	1.2
E	1.4	1.6	0.15	0.05	0.05	0.25	2.0	1.2

За још два типа спектра који су приказани на слици 2.6.3.2, вредности су по препоруци Еврокода 8, а другачије вредности се могу усвојити у Националном прилогу типа еластичног спектра одговора.



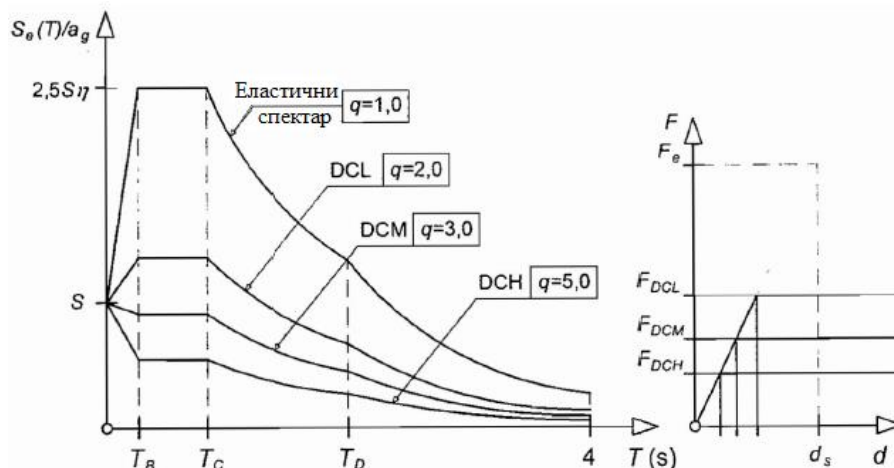
Слика 2.6.3.2: Препоручени типови еластичног спектра одговора за различите категорије тла [1]

Локације са условима тла који одговарају типовима S1 или S2, неопходне су посебне студије за дефинисање сеизмичког дејства. [1]

2.6.4 Прорачунски спектар за еластичну анализу

Анализа конструкција се заснива на одговарајућем прорачунском моделу који, када је то потребно узима у обзир и утицај деформације тла. Прорачун конструкције на сеизмичке силе омогућава капацитету конструкцијских система да се земљотресним деловањем ти исти капацитети супроставе у нелинеарној, пост-еластичној области понашања. [7]

Еластична анализа заснована на спектру одговора је редукована у односу на еластични спектар приказан на слици 2.6.4.1. Овај спектар се назива прорачунски спектар, редукација се остварује увођењем фактора понашања q . [1][7]



Слика 2.6.4.1: Еластични и пројектни спектар одговора – Дијаграм сила – померање [1]

Однос сеизмичких сила које делују на конструкцију, у случају ако је та конструкција потпуно еластична, апроксимативно се може представити фактор понашања q . Вредност фактора понашања q може бити различит за хоризонталне правце конструкције, иако је класификација дуктилности иста за све правце. Прорачунски спектар $S_d(T)$ се одређује помоћу следећих израза:

$$S_d(T) = \left\{ \begin{array}{ll} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_g \cdot S & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_g \cdot S \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g & T_C \leq T \leq T_D \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_g \cdot S \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g & T_D \leq T \end{array} \right\} \quad (44)$$

Пројектни спектар $T \geq T_C$ је нелинеаран део функције и дефинисане су граничне, минималне вредности. Евракод 8 препоручује да пројектни спектар β буде $\beta = 0.2$. [1]

2.6.5 Вертикални еластични спектар одговора

У случају када је прорачунско вертикално убрзање тла a_{vg} , које је приказано у табели 20, веће од $0.25 g$, односно 2.5 m/s^2 , вертикална компонента сеизмичко дејства се узима у обзир на следећи начин:

- За хоризонталне или приближно хоризонталне елементе конструкције са распонима већим или једнаким 20 m ,
- За хоризонталне или приближно хоризонталне конзолне елементе распона већег од 5 m ,
- За хоризонталне или приближно хоризонталне претходно – напрегнуте елементе,
- За греде на које су ослоњени стубови,
- За конструкције са базном изолацијом.

У случајевима као ови треба да се користи вертикално пројектни спектар одговора који се аналогно хоризонталном прорачунском спектру, израчунава на следећи начин:

$$S_{ved}(T) = \left\{ \begin{array}{ll} a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_{vg} & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_{vg} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_{vg} & T_C \leq T \leq T_D \\ \frac{2.5}{q} \cdot a_{vg} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right) \geq \beta \cdot a_{vg} & T_D \leq T \end{array} \right. \quad (45)$$

Табела 20: Параметри вертикалног спектра одговора [1]

Спектар	$a_{vg} la_g$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Тип 1	0.90	0.05	0.15	1.2
Тип 2	0.45	0.05	0.15	1.0

За вертикалну компоненту сеизмичког дејства може се усвојити фактор понашања $q=1.5$. [1]

2.6.6 Пројектовање зграда у сеизмички активним подручјима

Основни принцип при пројектовању у сеизмички активним подручјима је да конструкције имају једноставан и правилан облик. Конструкција треба да се подели на независне целине, да не би дошло до сударања независних целина при земљотресу. Размак треба да буде већи од збира максималних хоризонталних померања појединих целина. Релевантна хоризонтална померања се израчунавају на следећи начин:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (46)$$

Где је: d_s стварно померање разматране тачке конструкције услед прорачунског сеизмичког дејства, q_d фактор понашања за померање, за које се генерално може усвојити да је једнак фактору понашања q , d_e померање разматране тачке конструкције одређено линеарно еластичном анализом која се заснива на прорачунском спектру одговора. [1] [9]

Понашање конструкције у сеизмичким условима зависи од понашања њених критичних области или елемената и обликовања детаља конструкције. На детаље у области где се предвиђа нелинеарно понашање треба обратити посебну пажњу. Да би претходно наведени принципи били омогућени потребно је да се при изради концепције конструкцијских система, најчешће обрати пажња на:

- Једноставности конструкцијског система,
- Уједначеност, симетрија и конструкцијска резерва, статичка неодређеност,
- Носивости и крутост у два правца,
- Понашање међуспратних конструкција,
- Адекватно фундаирање.

Исправност конструкцијских система одликује се постојањем јасних и директних путева преношења сеизмичких утицаја, тако да је представљен као циљ коме треба увек тежити. Неки од система, код којих је битан поузданији сеизмички услов, су: нумеричко моделирање, анализа, димензионисање, израда детаља и извођење једноставних конструкцијских система. Регуларност у основи се постиже равномерном расподелом конструкцијских елемената који омогућавају брзо и директно преношење инерцијалних сила. Висина регуларности конструкције је битна, јер се тако елиминишу осетљиве зоне у којима долази до концентрације напона. Хоризонталне дијафрагме не само да прихвата и преноси инерцијалне силе на вертикалне носеће елементе, већ обезбеђују да се вертикални носећи елементи понашају као целина. Потребно је обратити пажњу на случајеве када су таванице некомпактне, веома издужене или имају велике отворе, посебно ако се они налазе у непосредној близини главних вертикалних носећих елемената. [1] [9]

2.6.7 Критеријуми конструкцијске регуларности

Конструкције зграда се класификују као конструкцијски регуларне и конструкцијски нерегуларне при сеизмичком прорачуну. Класификација се врши у бази објекта и по његовој висини. Нерегуларност у бази објекта и по висини објекта је веома битна одлика која утиче на:

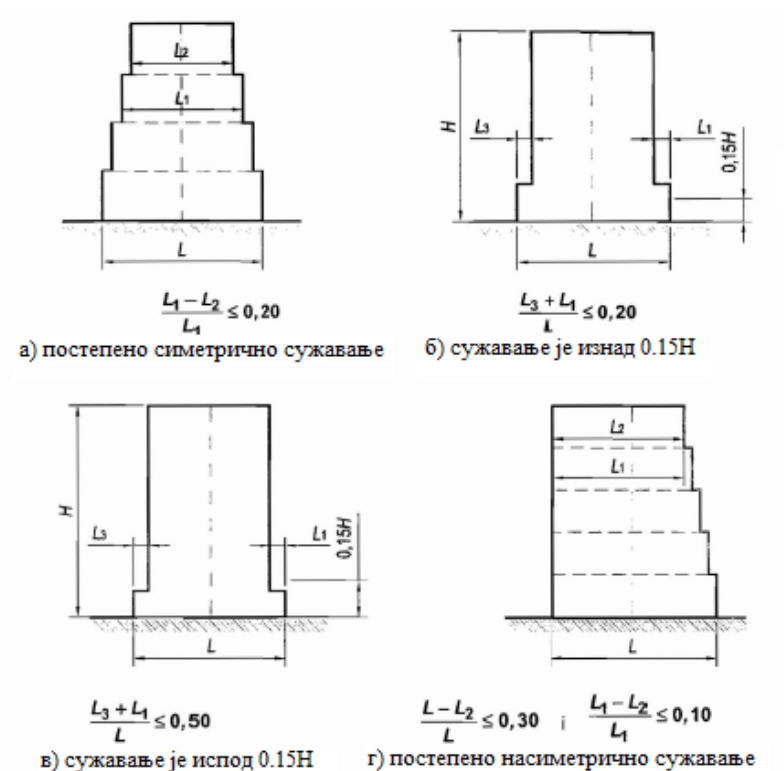
- Избор модела конструкције (равански, или просторни),
- Избор методе анализе (метода бочних сила),
- Вредност фактора понашања q .

Једна зграда да би се класификовала као регуларна у бази мора да задовољи следеће услове:

- Са становишта крутости на бочне утицаје и распореда масе, конструкција зграде мора да буде приближно симетрична у бази у односу на две ортогоналне осе,
- Конфигурација у бази мора да буде компактна, односно свака таваница мора да буде ограничена са полигоналном конвексном линијом,
- Крутост таванице у својој равни мора да буде довољно велика у поређењу са бочном крутошћу вертикалних носећих елемената. Таванице које у својој равни имају облике L, C, H, I и X треба пажљиво да се разматрају,
- Виткост зграде у бази $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ не сме да буде већа од 4, где су $L_{\max}$ и $L_{\min}$ већа и мања димензија у бази зграде, мерене и ортогоналним правцима,

Класификација зграда као регуларна по висини када су задовољени сви следећи услови:

- Сви елементи који обезбеђују носећи систем за бочна дејства (језгра, конструкцијски зидови или оквири носачи), морају да се простиру без прекида од темеља до врха зграде,
- Хоризонталне крутости и масе појединачних спратова, морају да буду константне или да се постепено смањују без наглих промена,
- Када постоје сужавања базе зграде по висини, треба да буду испуњени следећи додатни услови:
 - У случају поступног сужавања, када се задржава осна симетрија зграде, сужавање било ког спрата не сме да буде веће од 20% димензије претходног спрата у бази у правцу сужавања што се види на слици 2.6.7.1 а и 2.6.7.1 б.
 - У случају само једног сужавања које се налази на оквиру доњих 15% укупне висине главног конструкцијског сестема $0.15 H$, сужавање не сме да буде веће од 50% димензија претходног спрата у бази што се види на слици 2.6.7.1 ц.
 - Ако сужавања по висини нису симетрична збир сужавања свих спратова не сме да буде веће од 30 % од димензија у бази спрата у приземљу изнад темеља. Појединачна сужавања између спратова не смеју да буду већа од 10% у односу на димензија у бази претходне етаже што се види на слици 2.6.7.1 г. [1] [8] [9]



Слика 2.6.7.1: Критеријуми регуларности по висини код зграда са сужавањем основе [1] [9]
Последице конструкцијске регулације на сеизмичку анализу биће приказани у табели 21.

Табела 21: Последице конструкцијске регуларности на сеизмичку анализу [1]

Регуларност		Дозвољено упрошћење		Фактор понашања за линеарну анализу
У основи	По висини	Модел	Линеарно – еластична анализа	
Да	Да	Равански	Бочне силе	Референтна вредност
Да	Не	Равански	Мултимодална	Смањена вредност
Не	Да	Просторни	Бочне силе	Референтна вредност
Не	Не	Просторни	Мултимодална	Смањена вредност
За зграде које су нерегуларне по висини, умањене вредности фактора понашања η се одређује тако што се референтне вредности помножене са 0.8				

2.6.8 Метода еквивалентних бочних сила

Ова метода је најједноставнија и може да се примени код зграда које могу да се анализирају са два раванска модела. Равански модел не зависи од утицаја виших својства облика слободних вибрација. Да би се ово постигло потребно је да зграда испуњава следећа два услова:

- Основни периоди слободних вибрација T_1 за оба главна правца су мањи од:

$$T_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \cdot s \end{array} \right\} \quad (47)$$

- Испуњен је критеријум регуларности по висини.

Смичућа сеизмичка сила у основи F_b за сваки хоризонталан правац за који се објект анализира, треба се одреди помоћу следећег израза:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad (48)$$

Где је: $S_d(T_1)$ ордината пројектног спектра за период T_1 , T_1 основни период слободних вибрација за посматрани хоризонтални правац, M укупна маса зграде изнад темеља, или изнад врха крутог подрума $M = \sum_{j=1}^n m_j$, λ корекциони фактор, чија је вредност $\lambda = 0.85$ ако је $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ и зграда има више од два спрата, $\lambda = 1.0$ у свим другим случајевима.

Укупна сеизмичка сила F_b по висини објекта се врши у нивоу крутих таваница на следећи начин:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n s_j \cdot m_j} \quad (49)$$

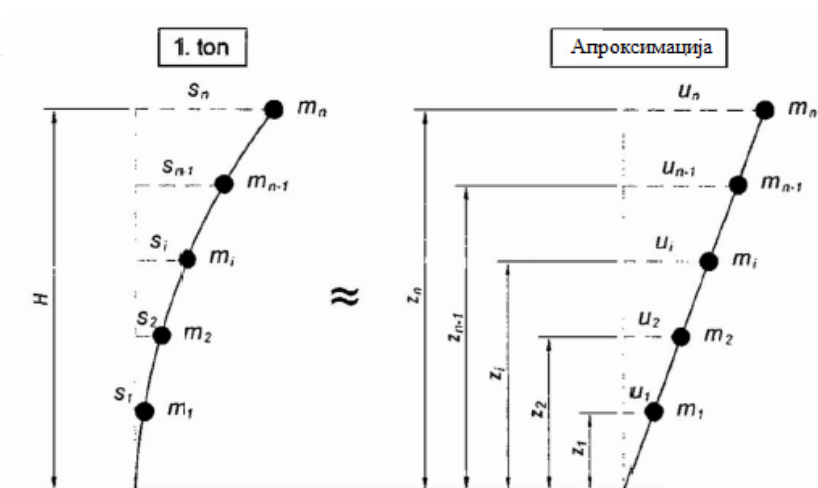
Где је: F_i хоризонтална сила која делује у нивоу i -те таванице, F_b укупна сеизмичка сила у бази зграде, s_i и s_j су амплитуде померања масе m_i и m_j у основном тону вибрација у разматраном хоризонталном правцу, m_i и m_j су одговарајуће спратне масе.

Основни својствени облик може да се апроксимира хоризонталним померањима u_i која се линеарно повећавају по висини зграде. [1] [8]

Хоризонтална померања u_i на месту одговарајуће таванице масе m_i , у овом случају је директно пропорционална вертикалним растојањима z_i од темеља. Уместо амплитуда померања s_i , могу се користити као одговарајућа висина z_i што се види на слици 2.6.8.1. [1] [8]

Хоризонтална сила у нивоима таванице се одређује на следећи начин:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j} \quad (50)$$



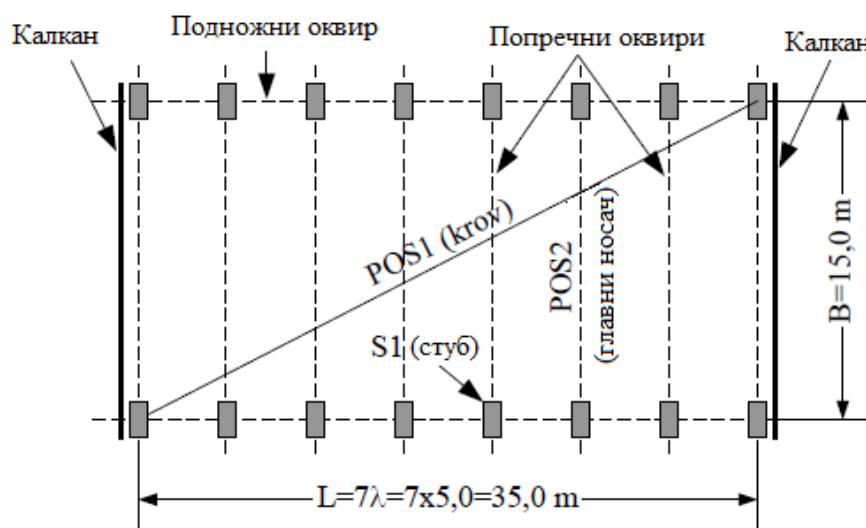
Слика 2.6.8.1: Расподела сеизмичких сила по таваници – спратовима [1]

Тамо где не може да се примени ова метода јер се јављају утицају виших сопствених облика вибрација (2,3 хармоник) у потребавају се мулти методама сопствене анализе.

3. Пример хале узимајући у обзир дејство ветра, снега, сеизмичка дејства

За оквирну конструкцију индустријске хале која је приказана на слици 3.1. потребно је урадити идејно решење конструкције објекта, према следећим подацима:

- Чиста висина хале, од пода до доње ивице конструкције крова $H_0 = 12.0 \text{ m}$,
- Да би се омогућило накнадно продужавање хале, калкани су независне челичне конструкције постављене уз крајње попречне оквири, у врху бочно придржане конструкцијом крова,
- У равни подужних оквира, хала је затворена хоризонталним фасадним панелима који се каче за стубове.



Слика 3.1: Диспозиција хале – основе [1]

За прорачун усвојити следеће податке:

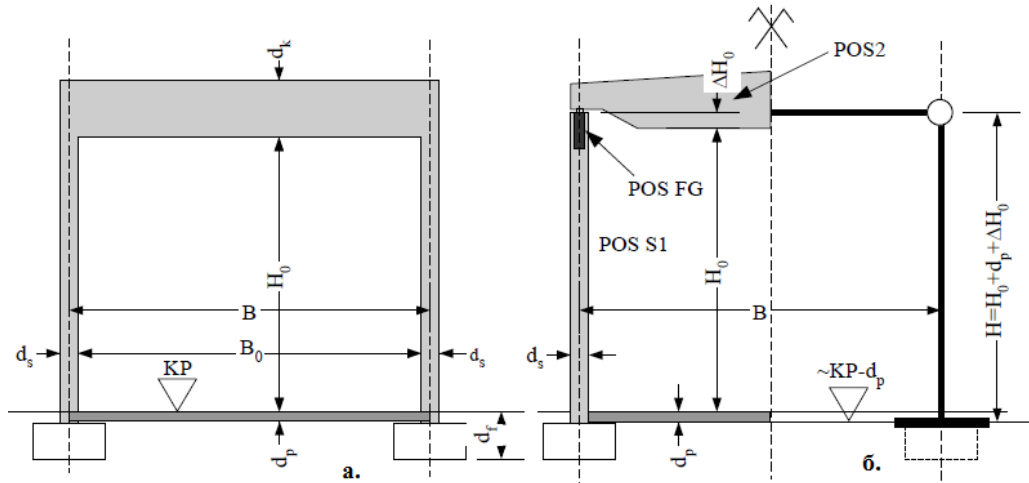
- | | |
|----------------------------|-----------------------------|
| • Тежина изолације крова | $q_i = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| • Тежина фасадних панела | $q_f = 1.20 \text{ kN/m}^2$ |
| • Снег | $s = 1.00 \text{ kN/m}^2$ |
| • Ветар, „основно дејство“ | $w_0 = 0.7 \text{ kN/m}^2$ |
| • Земљотрес : | VIII зона тло I категорије |

Плитко фундирње: допуштени напон $\sigma_0 = 0.3 \text{ МПа}$ за основна оптерећења односно $\sigma_z = 0.4 \text{ МПа}$ у случају земљотреса.

- 1) Усвојити решење конструкције и скицирати диспозицију са претпостављеним димензијама.
- 2) Извршити потребне прорачуне и димензионисати стуб POS S1.
- 3) Одредити потребне димензије темеља POS S1. [10]

3.1 Концепт конструкције и анализа

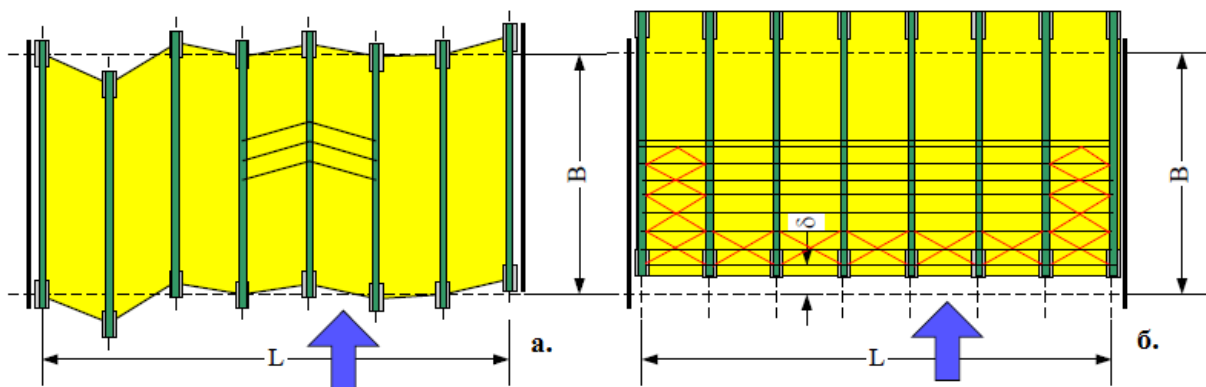
Потребно је дефинисати диспозицију конструкције објекта: конструкцијски материјал је челик, просторни концепт конструкције који треба да обезбеди поузданост и јасан преглед вертикалних и хоризонталних оптерећења, веза појединих елемената као и начин грађења, статички систем елемената, као и конструкције у целини. Група попречних и подужних оквира за преглед хоризонталних оптерећења што се види на слици 3.1.1.



Слика 3.1.1: а) Габарит хале; б) Препоручени оквир хале [10]

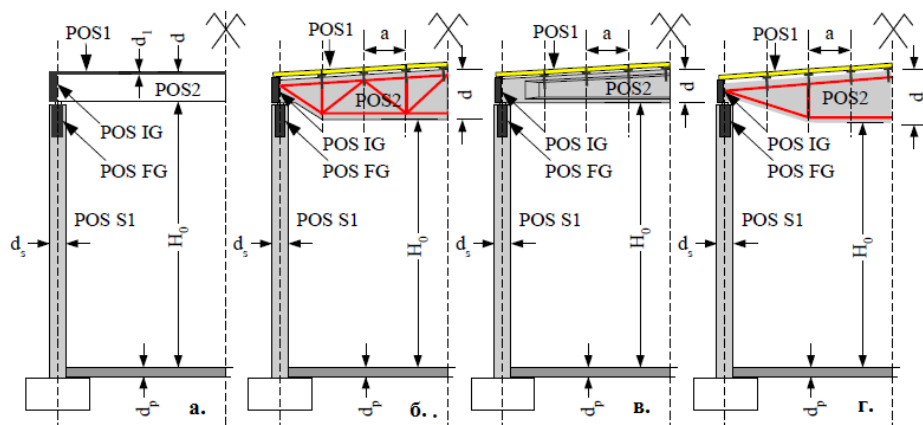
3.2 Конструкција крова и попречних оквира

Да не би дошло до лома конструкције крова, непокретних елемената и стубова при утицају ветра и земљотреса пожељно је да конструкција крова буде крута у својој равни као што је на слици 3.2.1.а. Обезбеђивање крутости крова и решење са рожњачама захтевају постављање спрегова у равни крова као што је на слици 3.2.1.б.



Слика 3.2.1: а) Флексибилан, б) Укрупњен кров у својој равни [10]

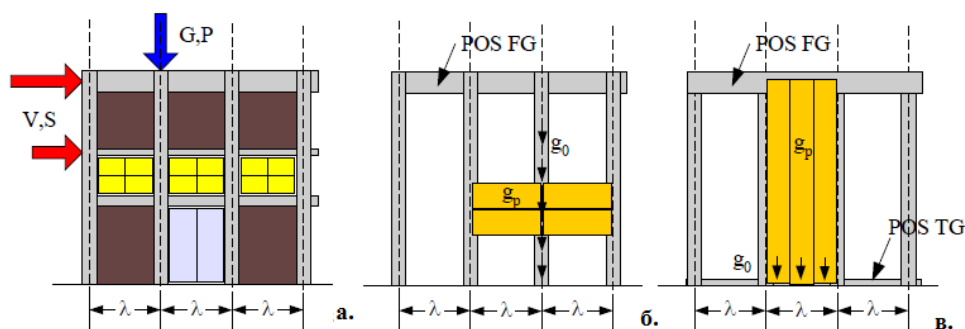
Попречни оквир се формира из два конзолна стубу и главног носача POS S2 што се види на слици 3.2.2. У пракси могу се наћи и као рамовске конструкције са крутом везом стубова и греде. Конструкција крова дефинисана је као гравитационо оптерећење стубова, као и главни део масе конструкције. [10]



Слика 3.2.2: Варијанте главних носача POS2: а) монолитна конструкција плоче са рендама, б) решетка, рожњаче и кровни прикривач, в) претходно напрегнути носач, рожњаче и кровни покривач, г) двоводни носач, рожњаче и кровни покривач [10]

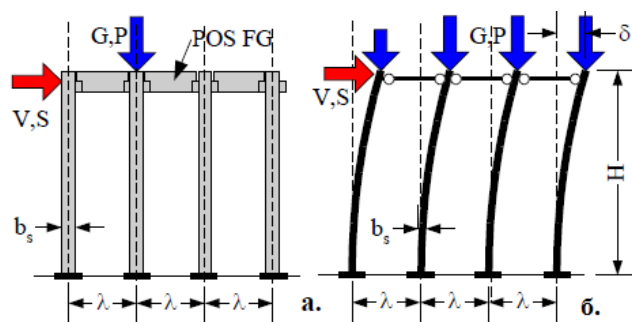
3.3 Подужни оквир

Дејства управна на попречне оквире прихватају се конструкцијом подужних оквира што се види на слици 3.3.1. Подужни оквири који су уједно и фасада могу се извести на различите начине. Ако се панели поставе вертикално, у једном комаду тежина панела преноси на темељну греду POS FG.



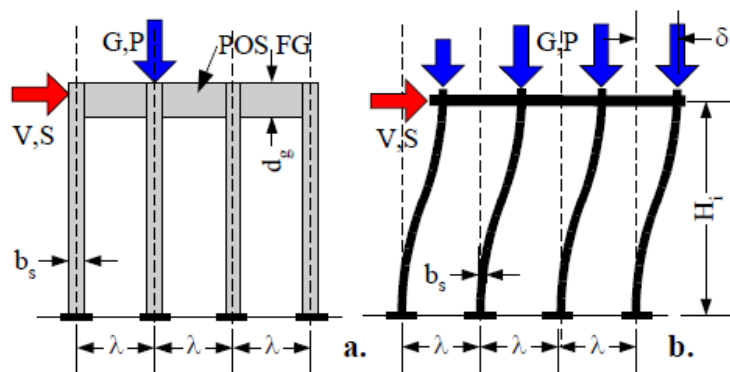
Слика 3.3.1: Елементи конструкције подручних оквира [10]

Панели обично се постављају испред стубова на испитивању се може претпоставити да су панели центрични у осама стубова и не уносе моменте у стубове. Статички систем подужних оквира дефинисан је везама стубова и темеља (стубова и фасадне греде). Стубови су укљештени у темељ, а веза између темеља и стубова је зглобна што се види на слици 3.3.2. [10]



Слика 3.3.2: Подужни оквир са монтажним фасадама гредама у врху [10]

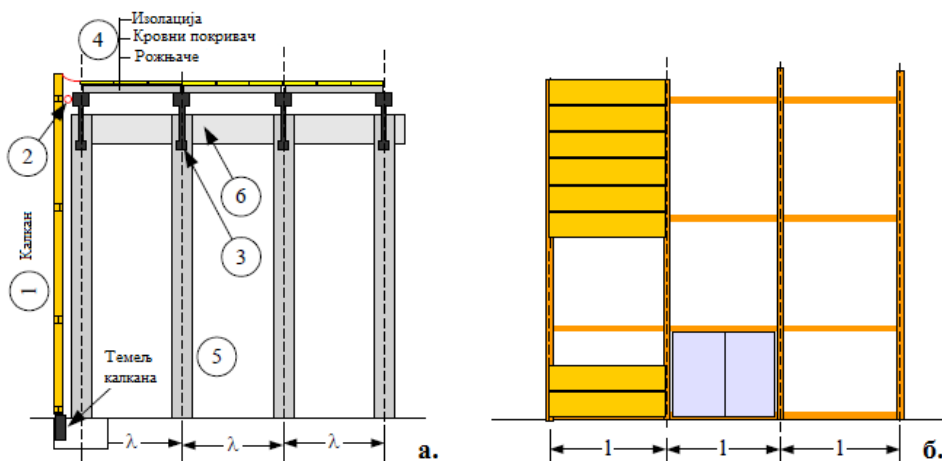
Ако је веза фасадних греда и стубова крута, статички систем подужног оквира је померљив рамовски систем што се види на слици 3.3.3. Дужина извијања стубова у равни подужног оквира је H_1 , могућа су сва решења између ове две флексибине везе.



Слика 3.3.3: Подужни оквир са монолитном крутим фасадним градама у врху [10]

3.4 Калкани

Конструкције које затварају чела хале називају се калканима, материјал конструкције калкана зависи од услова експлоатације објекта. Код хале које се граде у свом дефинисаном обиму, калкани се обично формирају као сложене рамовске конструкције са међустубовима и завршном фасадом као на слици 3.4.1.



Слика 3.4.1: Конструкција демонтажног привременог калкана: 1- калкан, 2 – бочна веза калкана и крова, 3 – главни носач попречног оквира, 4 – кровни покривач са пожњачама, 5 – стуб, 6 – фасадна греда [10]

Калкани сами по себи имају своју тежину, која се ослања на независне темеље калкана. Спречавање претурања конструкције калкана везује се бочно за круту конструкцију крова хале. Конструкција калкана се посебно анализира од случаја до случаја. Калкан служи само да прихвати дејство ветра и да га пренесе на главну конструкцију хале. [10]

3.5 Процена димензија стубова b_s / d_s

На димензије пресека стубова утичу: нормална сила од гравитационих оптерећења, виткост стуба, моменти савијања услед дејства ветра, или моменти савијања услед дејства земљотреса. Позната је дужина извијања стуба $l_0 = 2H$ у равни попречног оквира, у равни подножног оквира $l_0 = H$. Дозвољена виткост стубова износи $\lambda \leq 125$, мада се препоручује димензија пресека стуба виткост износи $\lambda \leq 75$. Стуб дужине l_0 има тражену виткост λ , ако је потребна димензија стуба b у равни извијања и износи $b = l_0 \cdot \sqrt{12} / \lambda$. Димензије не морају да буду довољне и за обезбеђивање носивости при ветру или земљотресу, али су углавном добра претпоставка за сам почетак прорачуна.

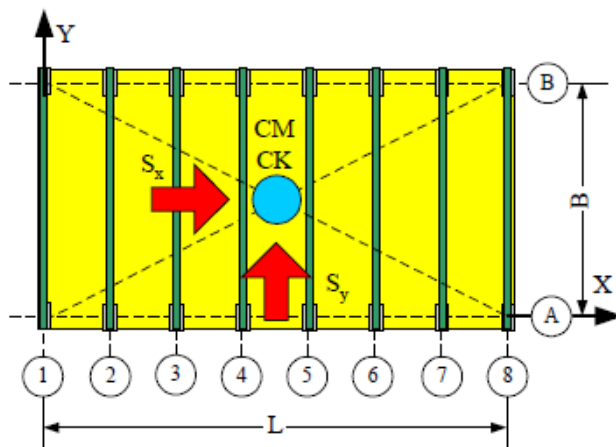
Алгоритам прописа Yu81 не даје потребна решења за одређивање померања и ефеката другог реда у случају земљотреса, по Yu81 стубови морају да задовоље услов дуктилности:

$$\frac{P}{0.7 \cdot \beta_k \cdot 0.35} \leq 0.35 \rightarrow F_{min} = \frac{b_s}{d_s} \geq \frac{P}{0.7 \cdot \beta_k \cdot 0.35} \quad (51)$$

Где је: P аксијална сила услед гравитационог оптерећења при земљотресу, β_k марка бетона, ово су минималне димензије пресека стуба. Виткост $\lambda \leq 75$ примењен је на обе равни извијања у том случају да је $d_s = 2 \cdot b_s$. [10] [11]

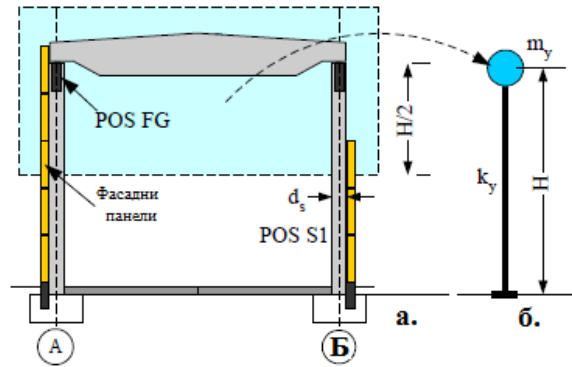
3.6 Прорачун утицаја услед земљотреса

Пошто су крутост конструкције и распоред маса двоосно симетрични у бази, центар масе СК и центар крутости СК се поклапају према Yu81, нема торзионих утицаја услед дејства земљотреса што се види на слици 3.6.1.



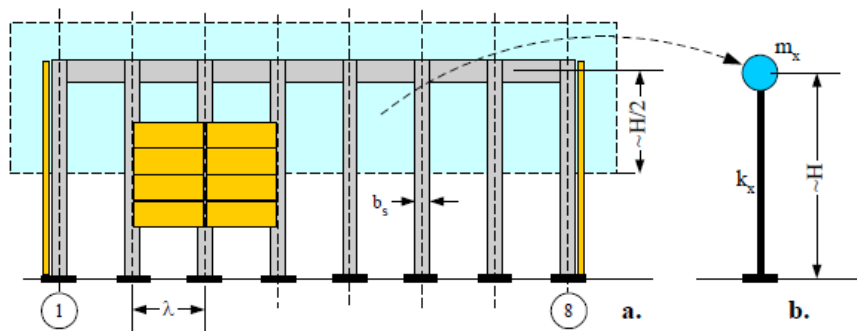
Слика 3.6.1: Поклапање центра масе CM и центра крутости CK у случају симетричне конструкције хале [10]

Земљотрес може да се анализира као два временска независна случаја: translација у подужном X -правцу, translација у попречном Y -правцу. Динамички модел је конзола са укупном масом m_y концентрисаном у врху конструкције, збир крутости на померању k_y у Y -правцу. Такав модел је прикан на слици 3.6.2. Стубови са горње половине висине објекта $H / 2$ преписује се доминантној маси крова на висини H . [10]



Слика 3.6.2: Рачунска маса m_y конструкције и динамички модел у равни попречног оквира [10]

За одређивање померања и напрезања стубова при земљотресу у подужном Х-правцу користи се динамички модел који је представљен као конзола са укупном масом m_x концентрисаном у врху конструкције. На слици 3.6.3 приказан је динамички модел у виду конзоле.



Слика 3.6.3: Рачунска маса m_x конструкције и динамички модел у равни подужног оквира [10]

Крутост система у Х/У правцу није иста $k_x \neq k_y$, самим тим и укупно сеизмичко оптерећење ће се разликовати у оба правца. Оба случаја имају исту масу: $m_x = m_y = m$. Релативном померању укупне масе при земљотресу у попречном У-правцу супроставља се 8 попречних оквира. Док при дејству земљотреса у Х-правцу померањима се супростављају 2 подужна оквира у осама А и Б. Период осциловања може се израчунати на следећи начин:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}, \quad T_1 = 2\pi\sqrt{m \cdot \delta}, \quad T_1 \approx 2\sqrt{d} \quad (52)$$

Где су: m маса, k крутост на померање, δ померање услед јединичне силе, d померање услед тежине $g \times m$ усмерене хоризонтално. У случају конзолне конструкције имамо следећи израз:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{m \cdot g \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I}} = 2 \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{m \cdot \frac{1 \times H^3}{3 \cdot E \cdot I}} \approx 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{m \cdot \delta} \quad (53)$$

Где је: $g = 9.81 \text{ m/s}^2 \rightarrow \sqrt{g} = 3.132 \approx \pi$. [10]

3.7 Попречни, S_y – земљотрес

На слици 3.7.1 приказана је потребна геометрија за прорачун ефекта земљотреса у поперечном У-правцу.

Укупно сеизмичко оптерећење S_y у У-правцу износи:

$$S_y = k_0 \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_d \cdot Q \quad (54)$$

Где је: Q укупна рачунска тежина ($m \times g$), $k_0 = 1.0$ коефицијент категорије објекта, објекат II категорије, $k_p = 1.0$, $T_1 < 2.0 \cdot s$ коефицијент дуктилности Yu81, $k_d = 0.5 / T_1 \leq 1.0 \geq 0.33$ коефицијент динамичности, тло I категорије, $k_s = 0.025$ коефицијент сеизмичности VII зона. Укупно стубова има 16 који су истог конзолног система, померање било ког стуба и моментом инерције пресека $I_i = b_s \cdot d_s^3 / 12$ и висине H_i , деловање јединичне силе у врху $P=1$, једнако:

$$\delta_i = 1 \times H_i^3 / 3 \cdot E \cdot I_i \quad (55)$$

Крутост конзолног стуба I на померање је:

$$k_{iy} = 1 / \delta_i = 3 \cdot E \cdot I_i / H_i^3 \quad (56)$$

Сума крутости свих појединачних стубова:

$$k_y = \sum_i^{16} k_{iy} \quad (57)$$

Период осциловања у првом тону $T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_y}}$, где је m укупна маса.

Померање δ врха конструкције конзолних стубова са укупном крутошћу k_y услед дејства јединичне силе $P=1$ у врху износи:

$$\delta = 1 / k_y = 1 / \sum_i^{16} k_{iy} = 1 / \sum_i^{16} 3 \cdot E \cdot I_i / H_i^3 \quad (58)$$

Стубови су истих висина H , истих момент инерције пресека I , па је:

$$\delta = 1 / k_y = 1 / \sum_i^{16} k_{iy} = 1 / \sum_i^{16} 3 \cdot E \cdot I_i / H_i^3 = \frac{H^3}{16 \times 3 \cdot E \cdot I} \quad (59)$$

односно $T_1 = 2\pi \sqrt{m \cdot \delta}$ где је m укупна маса.

Сваки стуб прима део силе S_{iy} :

$$S_{iy} = S_y \cdot k_{iy} / k_y \quad (60)$$

Однос крутости на померање се своди на однос момента инерције поперечних пресека:

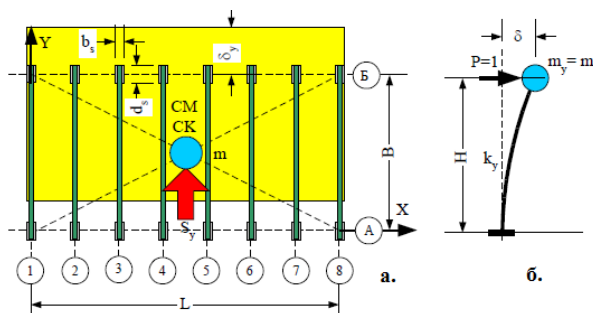
$$S_{iy} = S_y \cdot I_i / \sum_i^{16} I_i \quad (61)$$

Према Правилнику Yu81, потребно је проверити врх конструкције при земљотресу.

Дејство рачунске силе S_y :

$$\delta_y = S_y \cdot \delta = S_y \cdot H^3 / (3 \cdot E \cdot I \cdot \sum_{i=1}^{16} I_i) \leq H/600 \quad (62)$$

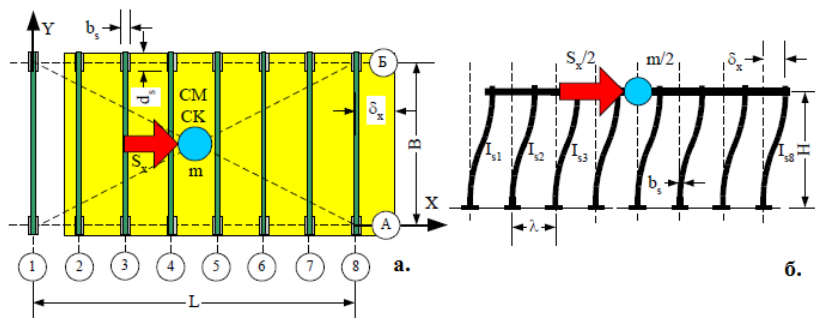
Уколико је $\delta_y > H/600$ при испитивању не треба кориговати прорачун повећањем крутости елемената. Код индустријских хала, дозвољено је веће померање, у зависности од опреме и конструкције фасада. [10]



Слика 3.7.1: Прорачун ефекта земљотреса у попречном Y – правцу [10]

3.8 Подужни, S_x – земљотрес

Крутост фасадних панела и њихових веза са стубовима је занемарљива при померањима у X –правцу. Тим померањима се опирају свих 16 стубова, организованих у два подужна оквира што се види на слици 3.8.1. Маса система је иста као у Y –правцу, крутост система се разликује са моментом инерције пресека стуба око друге осе. Рачунско сеизмичко оптерећење S_x у X –правцу се разликује због различите крутости.



Слика 3.8.1: Прорачун ефекта земљотреса у подножном X – правцу [10]

Сви стубови истог система померања било ког стуба i са моментом инерције пресека $I_i = d_s \cdot b_s^3/12$ и висине H_i , услед деловања једначине силе у врху $P=1$, једнако:

$$\delta_i = 1 \times H_i^3 / (12 \cdot E \cdot I_i) \quad (63)$$

Крутост стуба i на померање је:

$$k_{ix} = 1/\delta_i = 12 \cdot E \cdot I_i / H_i^3 \quad (64)$$

Сума крутости свих појединачних стубова:

$$k_x = \sum_{i=1}^{16} k_{ix} \quad (65)$$

Период осциловања у првом тону $T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_x}}$, где је m укупна маса.

Померање δ врха конструкције конзолних стубова са укупном крутошћу k_y услед дејства јединичне силе $P=1$ у врху износи:

$$\delta = 1/k_x = 1/\sum_i^{16} k_{ix} = 1/\sum_i^{16} 12 \cdot E \cdot I_i/H_i^3 \quad (66)$$

Стубови су истих висина H , истих момент инерције пресека I , па је:

$$\delta = 1/k_x = 1/\sum_i^{16} k_{ix} = 1/\sum_i^{16} 12 \cdot E \cdot I_i/H_i^3 = \frac{H^3}{16 \times 12 \cdot E \cdot I} \quad (67)$$

односно $T_1 = 2\pi\sqrt{m \cdot \delta}$ где је m укупна маса.

Сваки стуб i прима део силе S_{ix} :

$$S_{ix} = S_x \cdot k_{ix}/k_x \quad (68)$$

Однос крутости на померање се своди на однос момента инерције попречних пресека:

$$S_{ix} = S_x \cdot I_i / \sum_i^{16} I_i \quad (69)$$

Према Правилнику Yu81, потребно је проверити врх конструкције при земљотресу. Дејство рачунске силе S_x :

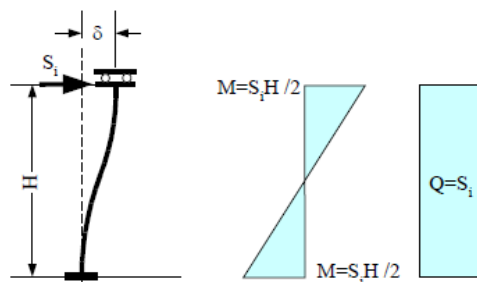
$$\delta_x = S_x \cdot \delta = S_x \cdot H^3 / (12 \cdot E \cdot I \cdot \sum_i^{16} I_i) \leq H/600 \quad (70)$$

Посматрана конструкција са два подножна оквира истих крутости, у том случају подужном оквиру припада пола масе $\frac{m}{2}$, половина укупне сеизмичке силе $S_x/2$. Осциловање једног подужног оквира износи: $T_1 = 2\pi\sqrt{m_x \cdot \delta}$, где је $m_x = \frac{m}{2}$ ($m = \frac{Q}{g}$ укупна маса објекта).

Померање једног оквира кога чине осам идентичних стубова јединичне силе у врху износе:

$$\delta = 1 \times H_i^3 / (12 \cdot E \cdot \sum_{i=1}^8 I_i) \quad \text{где је: } \sum_{i=1}^8 I_i = 8 \cdot I_s \quad (71)$$

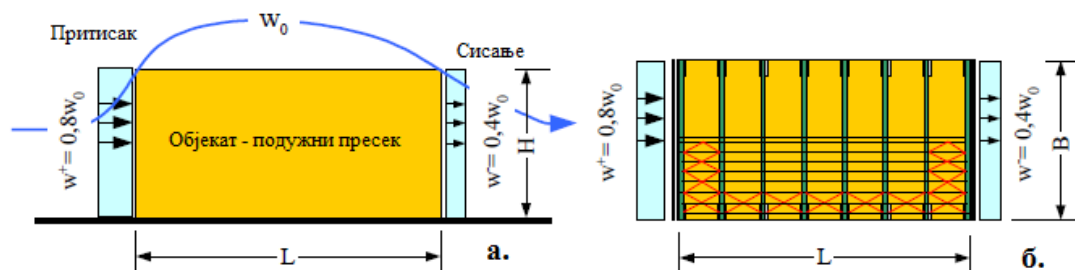
Сила S_i на једном стубу је приказана на слици 3.8.2. [10]



Слика 3.8.2: Статика подужног оквира [10]

3.9 Прорачун утицаја ветра

Конструкције хале користе једноставне ставове старих прописа за ветар. Дејство ветра је дефинисано као основно дејство што се види на слици 3.9.1 које је дефинисано за територију државе.



Слика 3.9.1: Дејство ветра на објект. Према старим прописима [10]

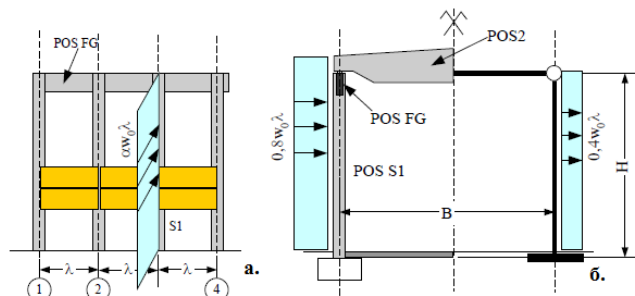
Притисак на директно изложену површину израчунава се на следеће начин:

$$w^+ = 0.8 \cdot w_0 = 0.8 \times 0.7 = 0.56 \text{ kN/m}^2 \quad (72)$$

Подпритисак на наспрамну површину износи:

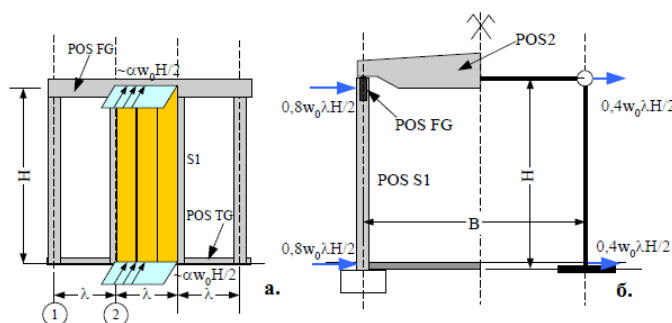
$$w^- = 0.4 \cdot w_0 = 0.4 \times 0.7 = 0.28 \text{ kN/m}^2 \quad (73)$$

Конструкција зависи још и од преноса силе ветра са фасаде на конструкцију. Код хоризонталних панела подужног оквира силе ветра се са панела преносе директно на стубове, где је додатно оптерећење по висини стуба што се види на слици 3.9.2.



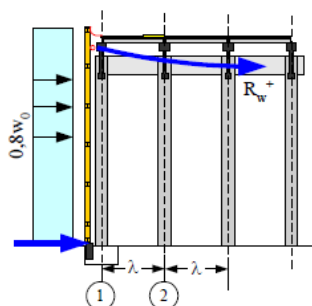
Слика 3.9.2: Дејство ветра на хоризонталне фасадне палете подужног оквира [10]

Код вертикалног панела подужног оквира стубови нису директно изложени ветру. Реакција се преноси једним делом на раван кров а једним делом у ниво темеља што се види на слици 3.9.3. [10]



Слика 3.9.3: Дејство ветра на вертикалне фасадне панеле подужног оквира [10]

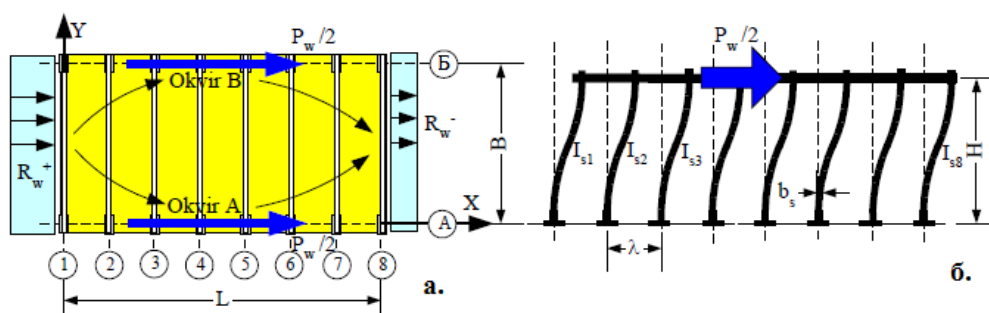
Конструкција калкана је таква да се дејство ветра на конструкцију хале преноси исто као и вертикални панел, једним делом на темељ калкана а једним делом на раван кров што се види на слици 3.9.4. [10]



Слика 3.9.4: Дејство ветра на калкан [10]

3.10 Утицаји ветра у подужном, X–правцу

Оба оквира и А и Б прихватају по пола реакције ветра са калкана што се види на слици 3.10.1.



Слика 3.10.1: Дејство ветра у подужном X – правцу [10]

Под претпоставком да су стубови калкана укљештени у свој темељ и зглобно ослоњени на кров, реакција калкана у равни крова се израчунава на следећи начин:

$$R_w^+ \approx 3 \cdot w^+ \cdot \frac{H}{8} = 3 \times 0.8w_0 \cdot \frac{H}{8} \quad \left(= 0.30 \cdot w_0 \cdot H \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \quad (74)$$

$$R_w^- \approx 3 \cdot w^- \cdot \frac{H}{8} = 3 \times 0.4w_0 \cdot \frac{H}{8} \quad \left(= 0.15 \cdot w_0 \cdot H \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \quad (75)$$

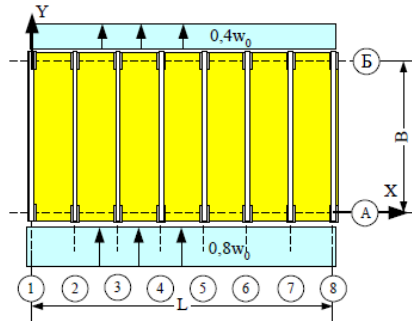
Резултанта ветра на цео кров:

$$P_w = (R_w^+ + R_w^-) \cdot B = \left(\frac{3}{8} \right) \cdot (0.8 + 0.4) \cdot w_0 \cdot H \cdot B \quad (\text{kN}) \quad (76)$$

У односу на земљотрес разлика је само у пореклу оптерећења, статички прорачун је на истом принципу. [10]

3.11 Утицаји ветра у попречном У-правцу

На слици 3.11.1 виде се стубови у чијим попречним правцу, последица два стања: директно дејство ветра и утицај услед померања врхова стубова због померања крова као круте плоче.



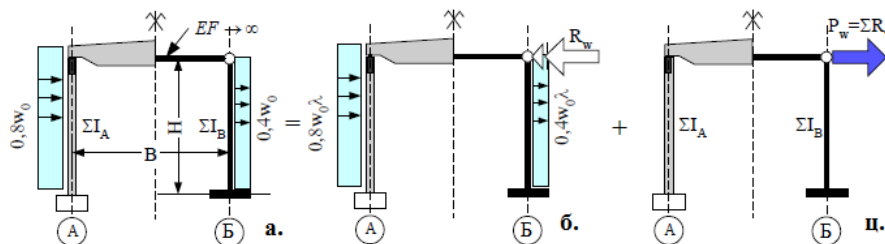
Слика 3.11.1: Дејство ветра у попречном У-правцу [10]

Момент у укљештењу стуба у оси А изложен притиску дејству ветра износи:

$$M_{sw1} = (0.8 \cdot w_0 \cdot \lambda) \cdot H^2 / 8 \quad (77)$$

Реакција стуба у равни крова износи:

$$R_w = 3 \cdot (0.8 \cdot w_0 \cdot \lambda) \cdot H / 8 \quad (78)$$



Слика 3.11.2: Одређивање утицаја од ветра у стубовима попречног оквира: а) диспозиција, б) локално дејство ветра на један оквир, и) сумарно дејство ветра у равни крова на конструкцију у целини [10]

Моменти наспрамог стуба у оси Б дејство ветра износе 50% утицаја у оси А. Укупна реакција оба стуба једног попречног оквира у непомерљивом крову износи:

$$R_w = 3 \cdot (0.8 + 0.4) \cdot w_0 \cdot \lambda \cdot H / 8 \quad (79)$$

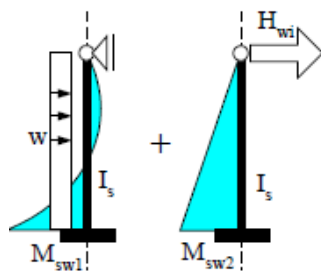
Услед померања делује додатна сила ветра која се израчунава на следећи начин:

$$H_{wi} = P_w \cdot k_{iy} / k_y \quad (80)$$

Крутост на померање се своди на момент инерције попречног пресека који износи:

$$H_{wi} = P_w \cdot \frac{I_i}{\sum_{i=1}^{16} I_i = P_w} / 16 \quad (81)$$

Момент савијања у укљештењу стубова у оси А износи $M_{sw2} = H_{wi} \cdot H$ што се види на слици 3.11.3.



Слика 3.11.3: Компоненте савијања стубова директно изложеног ветра [10]

Укупни утицај у стубу је изложен директно ветру, утицај услед померања крова је:

$$M_{sw} = M_{sw1} + M_{sw2} \quad (82)$$

Алгоритам је само предлог да би се проблем решио, долазе у обзир сва позната и призната решења. [10]

4.Закључак

Адекватно димензионисање конструкције, везано је у првом реду за детаљну и правилну анализу свих дејстава на конструкцију или њен део. Оптерећења се комбинују у циљу израчунавања максималних напона у елементима конструкције. Дејствима се обухватају сва оптерећења и принудне деформације које могу да изазову утицаје у елементима конструкције. Она могу да буду различитог порекла и природе (статичка и динамичка). Поједина дејства не зависе од својстава конструкције (на пример корисна оптерећења) и могу се независно одредити или усвојити, док друга, као што су дејства ветра и сеизмички утицаји зависе од динамичких својстава конструкције, као што је сопствена фреквенција и по правилу се одређују итеративним поступком.

Прорачун дејстава на конструкције је обрађен у Еврокоду 1 (SRPS EN 1991), где су дата детаљна правила за одређивање скоро свих дејстава која се могу јавити код конструкција. Поједина дејства као што су снег, ветар и температура зависе од климатских услова локације на којој се објекат поставља. Зато поједини параметри као што су основна брзина ветра, или основно дејство снега, морају да буду дефинисни у Националном прилогу земље у којој се објекат изводи. Слично је и са сеизмичким дејствима, чији интензитет зависи од региона у коме је објекат. Релевантни подаци као што је убрзање тла, такође треба да буду сдржани у одговарајућем Националном прилогу у виду сеизмичких карти.

У свакодневном животу поузданост представља пожељну људску особину то јест врлину која нам указује на то да се на такве пертнере или пријатеље можемо слободно ослонити и да нас неће изневерити без озира на промену околности. У инжењерској терминологији, кад мислимо на конструкције, појам поузданост има слично значење. Да би се конструкција могла сматрати поузданом она **мора да прихвати сва дејства** и утицаје која ће се јавити током њеног животног века и да притом остане подобна за употребу за коју је намењена. Може се рећи да да поузданост конструкција обухвата. Сигурност, функционалност и трајност. При овеме је очигледно да конструкција као прво треба да испуни све услове сигурности који су директно повезани са њеном носивоси, то јест да је **способна де се одупре свим дејствима** која се могу јавити током експлоатације. Ови услови се могу квантификовати одговарајућим прорачунским доказима којима се показује да конструкција има задовољавајући степен сигурности.

Литература

- [1] Марковић,З., Гранична стаља челичних конструкција према ЕВРОКОДУ, Грађевински факултет универзитета у Београду,Београ, 2014;
- [2] Буђевац Д.,Марковић З.,Металне конструкције, Грађевинска књига,Београд, 2007;
- [3]<http://www.slideshare.net/ssuser284303/61105440-evrokod14dejstvavjetra> приступљено 05.09.2016;
- [4]<https://www.scribd.com/doc/298978964/Evrokod-1-5-termicka-dejstva-pdf> приступљено 6.09.2016;
- [5]http://www.ingkomora.me/ikcg_sajt/cms/public/image/uploads/TERMICKA%20DEJSTVA,%20Doc.%20dr%20Zeljka%20Radovanovic.pdf приступљено 08.09.2016;
- [6] Николић Р.,Вељовић Ј.,Марјановић В.,Металне конструкције-збирка решених задатака,Машински факултет,Крагујевац, 2013;
- [7]http://www.ingkomora.me/ikcg_sajt/cms/public/image/uploads/DEJSTVO_VJETRA,_Mr_Mirjana_Djukic.pdf приступљено 08.09.2016;
- [8]http://www.ingkomora.me/ikcg_sajt/cms/public/image/uploads/ZEMLJOTRESNO_DEJSTVO,_Prof._dr_Srdjan_Jankovic.pdf приступљено 11.09.2016;
- [9]http://www.grf.bg.ac.rs/p/learning/predavanje_2_1457087370074.pdf приступљено 13.09.2016;
- [10]http://imksus.grf.bg.ac.rs/nastava/beton/PROJEKTOVANJE%20I%20GRADJENJE%20BETONSkih%20KONSTRUKCIJA%20/Valendar_Seizmika_CD/Deo_B/B4%20-%20PRIMER_4.pdf приступљено 15.09.2016;
- [11] <https://www.google.rs/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUKEwiGp-a76pbPAhVCRhQKHytB3cQFggaMAA&url=http%3A%2F%2Fgaf.ni.ac.rs%2Fnip%2F12.1%2F%3Ffile%3D56%26sort%3D1&usg=AFQjCNGDDvDLaphrb9dyL68kG9QYPcEsJw&sig2=x3BxQlhD7H76NG5pO-WbYg&bvm=bv.133178914,d.d24&cad=rja> приступљено 19.09.2016;
- [12] Бабин Н.,Бркаљач Н.,Шостаков Р.,Металне конструкције,ФТН Издаваштво, НовиСад, 2006;
- [13] Петковић З., Острић Д.,Металне конструкције у машиноградњи 1, Институт за механизацију Машинског факултета у Београду, Београд, 1996;
- [14]<http://www.ingkomora.org.rs/materijalpo/download/2015/EvrokodoviSajamGradjevinarstva.pdf> приступљено 24.03.2017.