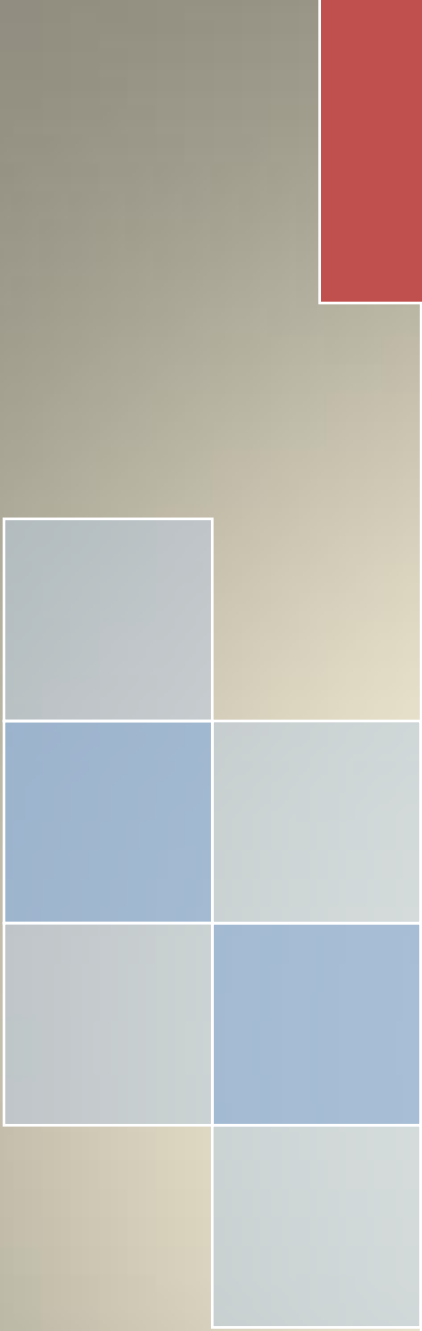




دیزاین کانکریٹ



نام پروژہ کارکت

فصل اول

پیشگفتار:

1.1 نظر اندازی مختصر: Overview

تقریباً در تمام بخش های انجیری ساختمان و مهندسی اجزا و عناصر ساختمانی از مواد مختلف مثلاً سنگ ، چوب، پلاستیک، فولاد، کانکریت و آهنکانکریت استفاده بعمل می آید.

در اعمار ساختمانها و یا در یک قسمت آنها یکی از این مواد و یا طور مرکب مواد مختلف مورد استفاده قرار میگیرند، بنابر این یک انجیر باید طرز و موارد استفاده از آنها را بخوبی بداند. چون اساس کورس عناصر ساختمانی را تیوری مقاومت مواد و تحلیل ساختمان تشکیل میدهد و با مهندسی ارتباط نزدیک دارد، فلذا دانستن این مضامین شرط حتمی درک کار ساختمانی میباشد.

از آهنکانکریت تقریباً در تمام ساحات سیول انجنیری و مهندسی استفاده وسیع صورت میگیرد، بنابر این ما در این رهنمود (Manual) ابتدا به حل مسایل مربوط به دیزاین عناصر آهنکانکریتی میپردازیم.

یک سیول انجنیر در دوران تحصیل در پوهنتون با یک سلسله مسایل مربوط به تحلیل اجزاء و عناصر ساختمانی آشنایی حاصل می نماید، اما در کار و فعالیت انجنیری خویش باید مسایل مغفتر مربوط به دیزاین یک تعداد از عناصر تپیک مثلاً گادرها، پایه ها و پوشش ها را حل نموده و توانایی تحلیل و دیزاین یک حلقه وسیع ساختمانی از قبیل اساس ها، تعمیرات و پل ها که از اجزای فوق تشکیل میگردد داشته باشد. ما در این رهنمود به منظور کمک به انجنیران به مسایل مربوط دیزاین اجزاء و عناصر فوق می پردازیم.

1.2 کانکریت و آهنکانکریت:

کانکریت یک ماده ساختمانی سنگ مانند است که از مخلوط کردن سمنت، ریگ، جغل و اکثراً از علاوه گی های دیگر (به منظور بهتر ساختن خواص آن و بدست آوردن یک مخلوط مورد نظر) تشکیل میگردد. از کانکریت تازه مخلوط شده و پلاستیکی میتوان اجزای ساختمانی با اشکل گوناگون تولید نمود. البته کانکریت بدون سیخ که در مقابل فشار قوی بوده اما دارای مقاومت کششی ضعیف میباشد و به آسانی در آن درزها بوجود می آید، بنابر این کانکریت بدو سیخ شکند بوده و نمیتواند تحت تاثیر بار تغیر شکل های بزرگ را متحمل گردد که شکست آنی می نماید. تقویه کانکریت توسط سیخ های فولادی دو نقیصه فوق یعنی درز نمودن و شکننده گی را مرفوع میسازد.

فولاد یک ماده نرم و دارای مقاوت بلند است که خود هم یک سلسله ضعف ها دارد که میتوان این ضعف ها را با یکجا نمودن آن در کانکریت تقلیل بخشید و یا محدود ساخت. در کانکریت قشر محافظوی سیخ ها را از زنگ زدن محافظت می نماید. مقاومت کششی سیخ در 1200 درجه فارنهایت سریعاً کاهش می یابد، کانکریت یک عایق خوب برای سیخ ها است که با قشر محافظوی در حدود چند سانتی متر معین سیخ ها را از تاثیرات حرارت در درجات حرارت بلند محافظت می نماید و از زنگ زدن آن نیز جلوگیری به عمل می آورد، بنابر این آمیزش مناسب این هر دو ماده نواقص یک دیگر را مرفوع می سازند. وقتی که تقویه سیخ ها با کانکریت چسپیش خوب داشته باشد یک ماده ساختمانی قوی رابوجود آورده که آهنکانکریت نامیده می شود که وسیعاً برای اعمار اساس ها، فرم های ساختمانی، ذخیره گاهها،

بام های ورقه یی، سرک ها، دیوارها، بندها، کانال ها، ساختمانها و تعمیرات متعدد دیگر مورد استفاده قرار میگیرد.

دو مشخصه عمده کانکریت با وجود آمیزش این هر دو ماده باقی خواهد ماند که عبارت اند از توسعه حرارتی (Shrinkages) و خزیدن (Creeps)، که تاثیر منفی این دو مشخصه میتواند با دیزاین دقیق از بین رود.

1.3.1 واحداث اندازه گیری و کود ها: Units of Measure and Codes

در کشورهای مختلف جهان از واحداث اندازه گیری های مختلف استفاده به عمل می آید، در ایالات متحده امریکا هنوز هم سیستم اندازه گیری (US.CU) مروج است (با وجود اینکه به تبدیل این سیستم به سیستم بین المللی یا **System International** متعهد شده اند). مطابق سیستم (US.CU) واحداث اندازه گیری **foot, pound, second** میباشد. در اکثر کشورها از سیستم های **SI** و **MKS** استفاده می شود. ما در این رهنمود از سیستم **MKS** و از سیستم **SI** استفاده نموده ایم و ترجیح میدهیم تا از سیستم **MKS** استفاده گردد زیرا در موسسات تحصیلی و مارکیت ها و بازارها این سیستم زیاد مروج است.

Units	US Customary	SI	MKS
Length	Inch-Foot	M	M
		Mm	cm
Load	Lb(pound)	N(Newton)	Kg
	Kips	KN	Ton

Stress	$\frac{Kips}{ft^2}, \frac{lb}{in^2}$	$Pa(\frac{N}{mm^2}), MPa$	$\frac{T}{m^2}, \frac{Kg}{cm^2}$
Density	$\frac{Lb}{ft^3}$	$\frac{Kg}{m^3} (mass)$	$\frac{Kg}{m^3} (mass)$
Moment	Ft.kips In-lb	KN.m N.mm	Kg.m T.m

1.3.2 کدها Codes:

کودها عبارت از یک لست از مشخصات تخریکی و استانداردهایست که دیتایل های مهم دیزاین و ساختمان را کنترل میکند و هدف آن تولید عناصر مصئون و سالم و جلوگیری از دیزاین ضعیف و ساختمان ناقص میباشد. دو تیپ از کود ها میتوانند وجود داشته باشند:

کود ساختمانی (**Structural Codes**) : توسط متخصصینیکه با استعمال مناسب مواد مشخص ساختمانی و کلاس مشخص از عناصر و در ساختمانها سرو کار دارند بوجود آورده شده و کنترل میگردد.

نوع دوم کود تعمیراتی یا (**Building Codes**) میباشد که مسایل مربوط به ساختمان را در یک ناحیه معمولاً در یک شهر یا ایالت را در بر میگیرد، هدف این نوع کود اعمار تعمیرات مصئون از طریق در نظر گرفتن تاثیرات شرایط محیطی بالای ساختمان میباشد مثلاً در نظر گرفتن زلزله در نواحی زلزله خیز، برف در نواحی سرد سیر، باد و گرد بادهای در نواحی بادخیز و غیره . مشخصات کودها بر تحقیقات و تجارب ساحوی چندین ساله متکی بوده و به مرور زمان در آن تغییرات آورده می شود تا در مطابقت به زمان و مکان ساختمانهای مصئون و قابل بهره برداری اعمار گردد .

هر کشور کود ها و استانداردهای مشخص خود را دارد. در کشور عزیز ما افغانستان متأسفانه هنوز چنین کود ها وجود ندارند و اندک تحقیقاتیکه در زمینه صورت گرفته بود به اثر جنگ ها از بین رفتند.

1.4 بار ها و تاثیرات (Loads and Effects) :

حین تهیه، انتقال، منتاژ و بهره برداری عناصر بار بردارنده ساختمانی بالای آنها بار ها و تاثیرات مختلف النوع عمل می نمایند. قوه هاییکه از اثر وزش باد (wind) ، تصادم (impact)، انبساط (shrinkage) ، تغییر حرارتی (Temperature changes) ، خزیدن (Creep)، نشست (settlement) ، زلزله (Earthquake) و غیره بر ساختمانها عمل می نمایند بنام تاثیرات نامیده می شود.

بار ها در ارتباط با مداوت عملکرد آنها به بارهای ثابت (Dead loads) و بارهای موقت (Live loads) تقسیم میگردند. بارهاییکه در تمام جریان بهره برداری ساختمان عمل می نماید و عبارت از وزن قسمت های جداگانه ساختمان ، وزن خاک ها و تاثیرات تشنجات قبلی میباشد بنام بارهای ثابت یاد میگردند.

بار ها در ارتباط با روش دیزاین به بارهای نورماتیفی یا بهره برداری و یا Service loads (Ws, Ps) و بارهای سنجشی یا Factored loads or Designed loads (Wd, Pd) تقسیم بندی میگردند.

تمام عناصر ساختمانی باید طوری دیزاین گردند که تحت تاثیر هر نوع شرایط ممکنه بهره برداری تخریب نشده و بیش از حد تغییر شکل ننمایند، بنابر این انجنیر باید پیش بین تمام بارهای ممکنه که ساختمان در مدت زمان بهره برداری با آن مواجه میگردد. به صورت عموم در دیزاین اجزای ساختمانی باید بارهای ثابت و موقت حتمی در نظر گرفته شود و به تاثیراتی که در بالا تذکر داده شد نیز باید توجه مبذول گردد.

بارهای نورماتیفی و سنجشی:

بار های اعظمی عامل بالای ساختمان که در صورت تامین شرایط نورمال بهره برداری توسط کود ها تعیین میگردند بنام بارهای نورماتیفی یاد می شوند (P_s) .

انحراف قیمت های حقیقی بارها از قیمت های نورماتیفی آنها توسط ضریب های اطمینان نظر به بار یا ضریب های اضافه باری (n) در نظر گرفته می شود. قیمت این ضریب ها در اکثر حالات از یک بزرگتر بوده در محاسبات نظر به حالات حدی اول بارهای سنجشی در نظر گرفته میشود یعنی:

$$P = P_s * n$$

برای دریافت بارهای سنجشی از اثر وزن عناصر و خاکها ضریب (n) چنین در نظر گرفته می شود:

وزن عناصر فلزی : $n=1.05$

کانکریتی با $\gamma > 1600 \text{ kg/m}^3$ ، سنگی و سنگی سیخبندی شده، چوبی و آهنکانکریتی: $n=1.1$

برای عناصر کانکریتی $\gamma < 1600 \text{ kg/m}^3$ ، مواد عایق ، قشر های هموار کننده، رویکاری ها (پلیت ها، مواد رولی، پرکاری ها و غیره) که در شرایط فابریکه یی تهیه شده باشند: $n=1.2$ و اگر در ساحه تهیه شده باشند در آنصورت $n=1.3$ قبول میگردد.

برای خاکها که به حالت طبیعی قرار داشته باشند: $n=1.1$

برای پرکاری ها : $n=1.15$

تبصره:

1. در صورتیکه محاسبه عناصر در استواری موقعیت درمقابل واژگون شدن صورت میگیرد و همچنان در سایر حالات اگر کم شدن بار سنجشی شرایط کاری ساختمان را خراب میسازد باید محاسبه علاوه گی صورت بگیرد، در آنصورت برای تمام ساختمان یا یک قسمت آن مثلاً گادر های مسلسل ، چوکات ها، ($n=0.9$)
2. در دریافت بارها از اثر خاک ها در حالاتیکه لازم باشد باید وزن مواد گدام شده، تجهیزات ترانسپورتی متحرک که از طریق خاکها انتقال می یابد در نظر گرفته شود.
3. برای عناصر فلزی که نیروهای داخلی در آنها از اثر وزن خود آنها بیشتر از 50% نیرو های مجموعی میگردد ضریب $n=1.1$ قبول میگردد.

برای بار های منتشره منظم بالای پوشش و زینه ها اگر $V < 2000 \text{ Pa}$ باشد ضریب $n=1.3$ و اگر $Vn > 2000 \text{ Pa}$ باشد ضریب $n=1.2$ گرفته می شود. برای بار برف در صورتیکه $\frac{g_n}{S_n} \geq 0.8$ باشد

ضریب $n=1.4$ و اگر $\frac{g_n}{S_n} \leq 0.8$ باشد ضریب $n=1.6$ گرفته میشود (g_n) تمام بارهای ثابت بالای بام

و S_n بارهای نورماتیفی برف میباشد). برای بار باد ($n=1.4$)، برای تجهیزات سیار $n=1.05$ ، برای عایق تجهیزات سیار $n=1.20$ ، برای پرکاری تجهیزات مثلاً مخزن های آب و نل ها در صورتیکه بداخل مایعات باشد $n=1.00$ و اگر شلاک و مواد ریزنده باشد $n=1.10$ و برای بار کننده ها و بلند کننده های برقی $n=1.2$ گرفته می شود. در صورت بارهای دینامیکی باید علاوه بر ضریب دینامیکیت (Kg) نیز در نظر گرفته شود: $P=Ps.n.Kg$ ، به این ترتیب بار سنجشی عبارت از بزرگترین و یا کوچکترین باری است که در خرابترین شرایط بالای ساختمان عمل مینماید.

مقدار حقیقی بار های ثابت قبل از تعیین سائز اجزاء به صورت دقیق دانسته شده نمیتواند و به صورت مقدماتی نظر به ابعاد اجزاء و وزن حجمی مواد و یا نظر به کتلاک ها تعیین میگردد. وزن حجمی بعضی از مواد ساختمانی در جدول (1-1) درج میباشد.

بعد از محاسبه، تعیین سائز و ترتیب دیتایل های مهندسی، بار ثابت میتواند دقیق گردد. این مسئله خصوصاً در صورت وایه های نسبتاً بزرگتر (اضافه تر از 75 فت یا 22 متر) قابل توجه است. بارهای موقت-زنده که مربوط چگونگی استفاده از ساختمان میباشد توسط کود های محلی (شهری-ایالتی) تعیین میگردد که برای ساختمانهای مختلف در جدول ها آورده شده اند (جدول 1-2)

آمیزش بار ها:

تمام بار ها در آمیزش های مختلف بالای تعمیرات حین بهره برداری از آنها عمل می نماید، محاسبه عناصر باید برای خرابترین آمیزش صورت بگیرد. نورم ها دو نوع از آمیزش بار ها را تعیین کرده اند:

1. آمیزش اساسی که بار های ثابت، طویل المدت و کوتاه مدت را در بر میگیرد.
2. آمیزش خاص که بارهای ثابت، طویل المدت، بارهای ممکنه کوتاه مدت و یکی از بارهای مخصوص را در بر میگیرد.

اگر در محاسبه نظر به آمیزش اساسی یک بار موقت (کوتاه مدت یا طویل المدت) شامل باشد، مقدار بار موقت بدون کاهش در نظر گرفته میشود و اگر دو یا اضافه تر از دو بار موقت شامل باشد، این بار ها در صورتیکه طویل المدت باشد در ضریب آمیزش ($c=0.95$) و اگر کوتاه مدت باشد در ضریب ($c=0.90$) ضرب میگردد.

در صورتیکه محاسبه نظر به آمیزش خاص صورت بگیرد و در آن کمتر از دو بار موقت شامل نباشند در این صورت اگر بار موقت کوتاه مدت باشد ($c=0.80$) و اگر طویل المدت باشد ($c=0.95$) در نظر گرفته میشود، اما بار مخصوص بدون کاهش محاسبه گرفته میشود.

بعد از اینکه سائز عناصر تحت بارهای ثابت و موقت تعیین گردید، باید برای آمیزش بار باد با بار های موقت و ثابت کنترل شود. بار باد بالای تعمیرات با ارتفاع کوچکتر از (16-18) متر در تعیین اندازه اجزای آن تاثیر اندکی دارد ، اما برای تعمیرات بلند با ارتفاعات اضافه تر از 40 متر تاثیر بار باد قابل ملاحظه میباشد و باید در نظر گرفته شود.

در مناطق زلزله خیز تاثیرات دینامیکی از اثر تکان زمین باید در نظر گرفته شود. برای تعمیراتی که در نواحی با سائز میکیت پایین قرار داشته باشند به منظور کاهش تاثیرات سیسمیکی بهتر است ساختمان کانکریتی با نرمی کافی دیزاین شود تا بتواند تکان های زلزله را تحمل نماید. در مناطقی که امکان وقوع زلزله های قوی وجود دارد دیزاین باید مطابق توصیه های رهنمود راجع به دیزاین تعمیرات مقاوم زلزله صورت بگیرد . وقتیکه اجزاء تحت تاثیر قوه های بزرگ جانبی قرار میگیرند و امکان بوجود آمدن تشنجات معکوس وجود داشته باشد این چنین اجزاء باید به صورت دو طرفه سیخبندی گردند. شدت تکان های زلزله، بار باد و برف برای ولایات افغانستان در جدول (1-3) میباشد.

جدول (1-3) وزن پوشش برف، سرعت فشار باد و سیسمیکیت سنجشی ولایات مختلف افغانستان

شماره	شهرها	ارتفاع از سطح بحر به (m)	وزن پوشش برف P_o به $\frac{Kg}{m^2}$	سرعت فشار باد q_o به $\frac{Kg}{m^2}$	سیسمیکیت سنجشی به بال
1	بغلان	510	50	20	7
2	بامیان	2550	70	30	8
3	بست	780	50	30	7
4	چخچران	2230	100	55	7
5	فیض آباد	1200	50	30	9

8	30	150	2350	گردیز	6
8	40	200	2183	غزنی	7
7	40	70	2070	هلمند	8
7	70	70	964	هرات	9
7	40	50	580	جلال آباد	10
8	55	100	1791	کابل	11
7	40	50	1010	کندهار	12
7	55	100	1565	قلاټ	13
7	20	50	433	کنډز	14
8	40	100	1935	لوگر	15
7	40	50	378	مزار شریف	16
9	30	100	1660	میرپه کوټ	17
9	30	200	2114	پغمان	18
7	30	150	2000	مټر	19
7	40	70	815	میمنه	20
7	40	50	360	شبرغان	21
8	30	100	804	تالقان	22
8	30	50	1000	کشم	23
8	20	150	2265	شغنان	24
7	30	50	700	فراه	25

1.5 نرمی- شکننده گی : (Ductility – Brittleness)

تمام کود ها منجمله (ACI Code) تاکید می نمایند که عناصر آهنکانکریتی باید با نرمی کافی دیزاین شود، در حالیکه کانکریت بدون سیخ شکنند میباشد. نرمی توانایی تحمل تغییر شکل های زیاد یک جز ساختمانی را بدون وقوع شکستگی (Rapture) ارایه میکند.

عناصر نرم میتوانند تحت بار انحنای و تغییر شکل زیاد نموده و تخریب نگردند که این چنین توانایی از تخریب کلی ساختمانی جلوگیری نموده و از جانب دیگر اصطلاح شکنند بودن، تخریب ناگهانی آنی اجزای ساختمانی را ارایه می نماید. زمانیکه یک جز شکنند شکست می کند حتماً اجزای مجاور خویش را اضافه بار یا خساره مند ساخته و تخریبات اضافی را ببار می آورد.

توانایی تحمل تغییر شکل های بزرگ یک ساختمان نرم قبل از تخریب علایم تهدید به تخریب را نشان داده و مجال آنرا میدهد که خطر را از طریق کاهش بارها کم ساخت و یا از بین برد. برخلاف تخریب شکنند آنی و بدون هشدار واقع گردیده و مجال کاهش و یا رفع تهدید را نمیدهد.

چنان نوع تخریب که تاثیرات شکست موضعی به تمام ساختمان و یا قسمت قابل ملاحظه آن منتشر گردد بنام (Progressive Collapse) یا تخریب پیشرفته یاد میگردد.

مقررات دیزاین که احتمال تخریب پیشرفته را کاهش میدهد در کود ها آورده میشود.

1.6 محکمیت و قابلیت بهره برداری (Strength and Serviceability):

اجزای ساختمانی اکثراً برای بارهای بزرگتر از بارهای پیش بینی شده بهره برداری یعنی با یک ذخیره علاوه گی دیزاین میگردد ، این ظرفیت یا ذخیره علاوه گی نه تنها ضریب مصئون بودن ساختمان در مقابل شکست از اثر اضافه باری تصادفی یا ساختمان و مواد ناقص را در نظر میگیرد بلکه سطح تشنجات از اثر بار بهره برداری را محدود ساخته یک اندازه کنترول بالای تغییر شکل و بوجود آمدن درزها میداشته باشد ، حتی یک جز ساختمانی بارهای دیزاین را تحمل کرده میتواند نباید چنان خمیده گی (Deflection) را کسب کند که بهره برداری نورمال را برهم زند.

با قبول کردن یک ذخیره محکمیت ، دیزاینر در نظر دارد که ممکن اجزاء تحت عمل بار بزرگتر از بار پیش بینی شده قرار بگیرد و یا اجزاء در نتیجه استعمال مواد و کار با کیفیت پائین ، محکمیت پایینتر داشته باشد.

ضرور است عناصر با محکمیت کافی دیزاین شوند تا احتمال تخریب به یک لیول قابل قبول کاهش یابد و تحت بارهای نورمال بهره برداری بصورت موثرتر وظیفه خویش انجام دهند. تغییر شکل باید

محدود ساخته شود تا فرش موقعیت خود را در یک سطح معین حفظ کند و اهتزاز ننماید ، از بوجود آمدن درزها در سنج های خشتی یا ریختن پلستر جلوگیری شود و تجهیزات حساس از مطابقت خارج نشوند. علاوه بر عرض درز ها باید محدود گردد تا برجستگی مهندسی سطوح مثلاً سقف آویزان محافظت گردد و سیخ ها از خطر زنگ در امان باشند.

1.7 طرق محاسبه و دیزاین عناصر آهنکانکریتی :

محاسبه عناصر ساختمانی باید قابلیت کار آنها را در پروسه بهره برداری تامین نماید، محاسبه ستاتیکی یا دینامیکی ، تشکیل شیارهای سنجشی عناصر که انعکاس دهنده بسیار خوب کار واقعی آنها میباشد و دریافت نیروی های داخلی (مومنت های انحنایی، قوه های عرضی ، قوه های طولانی و غیره) در مقاطع خطرناک عناصر تحت دیزاین با در نظر داشت شیخی واستواری آنها را در بر می گیرد، اگر کار ارتجاعی مواد در عناصر مدنظر باشد این محاسبه با استفاده از طرق عمومی میخانیک ساختمان صورت میگیرد و یا از طریق تعادل حدی با در نظر داشت تقسیمات مجدد نیروها در نتیجه تغییر شکل های پلاستیکی استفاده میشود.

چون آهنکانکریت یک ماده ساختمانی ارتجاعی-پلاستیکی میباشد بنابر این تیوری مقاومت مواد ارتجاعی برای آن قابل تطبیق نیست. خواص ارتجاعی – پلاستیکی آهنکانکریت از قبیل انقباض، انبساط، خزیدن، پیدایش درزها در ناحیه کششی و غیره بالای حالات تشنجی و تغییر شکل اجزای آهنکانکریتی تاثیر زیاد دارد. تیوری مقاومت آهنکانکریت به اساس تجارب و قوانین میخانیک ایجاد شده و حالات تشنجی و تغییر شکل اجزاء را در مراحل مختلف بارگذاری آنها در نظر میگیرد.

1.8.1 سه مرحله در حالت تشنجی و تغییر شکل:

تجارب نیکه بالای یک تعداد اجزای آهنکانکریتی به شمول اجزای انحنایی، کششی غیر مرکزی و فشاری غیر مرکزی با دیگرام های منفی و مثبت صورت گرفته نشان داده شده است که با افزایش تدریجی بار خارجی سه مرحله تشنجی-تغییرشکلی در وضعیت یا حالت جز به مشاهده میرسد، این سه مرحله را برای یک جز انحنایی مورد مطالعه قرار میدهم، شکل(1.1)

مرحله اول : First stage

وقتی که بار (مومنت انحنایی) کوچک باشد ، تشنج در کانکریت و فولاد کوچک است ، طبیعت تغییر شکل غالباً الاستیکی(ارتجاعی) بوده و رابطه بین تغییر شکل وتشنج خطی است و دیگرام های تشنجات نورمال درنواهی

کششی و فشاری مثلثی میباشند، درزها در ناحیه کششی کانکریت هنوز بوجود نیامده(مرحله 1. a شکل). در این مرحله برای دریافت تشنجات از قوانین مقاومت ارتجاعی استفاده میشود. با افزایش بعدی بار، انکشاف سریع تغییر شکل های ارتجاعی (پلاستیکی) در کانکریت ناحیه کششی به مشاهده رسیده و تشنجات در کانکریت به حد محکمیت در کشش میرسد ($\sigma_{st} = R_{ct}$) و دیگرام فشار

شکل منحنی را بخود گرفته و این ختم مرحله اول یا ختم مرحله اجزا بدون درزها (I-a) نامیده شده که اساس سنجش را نظر به بوجود آمدن درزها تشکیل میدهد.

با افزایش بعدی بار در ناحیه کششی کانکریت درزها بوجود می آید ، شکل (I-b) که سگنال آغاز مرحله دوم میباشد.

مرحله دوم: Second Stage

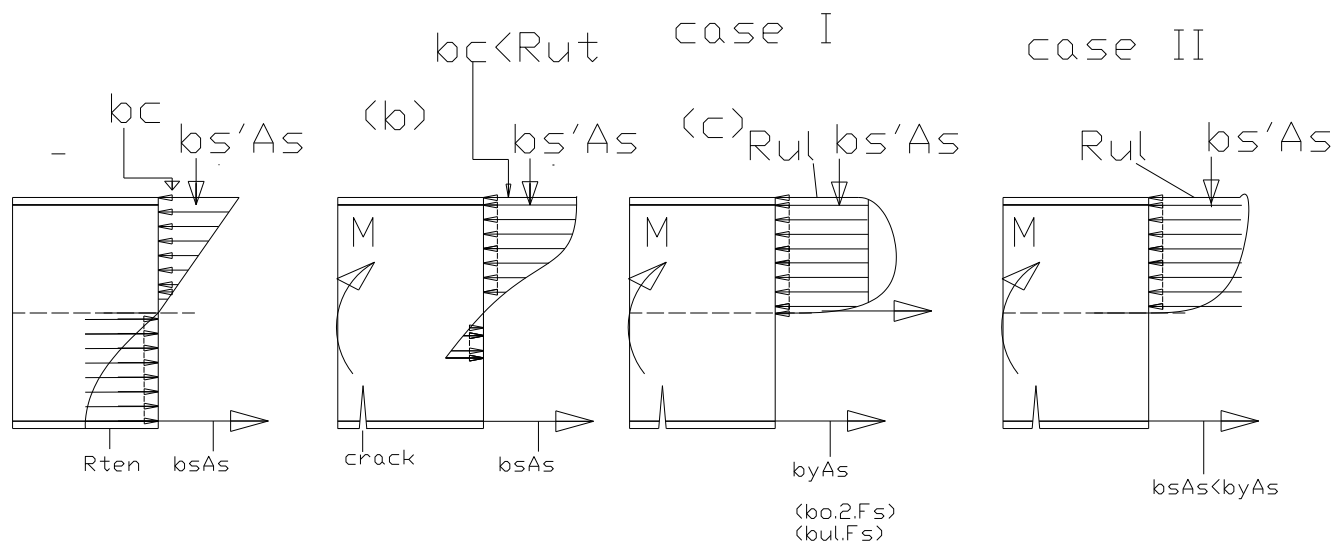
در این مرحله کانکریت ناحیه کششی عملاً از کار بر آمده و تمام نیروهای کششی را سیخ ها متحمل میگردند، گرچه تشنج در سیخ های کششی و کانکریت فشاری درین مرحله زیاد میباشد ولی هنوز به قیمت های حدی آنها نرسیده است. همین مرحله II اساس محاسبه نظر به باز شدن درزها را تشکیل میدهد، دیاگرام تشنج شکل منحنی را بخود گرفته و پیک تشنج از کنار به طرف مرکز مقطع حرکت میکند، ختم مرحله II زمانی میرسد که تغییر شکل پلاستیکی محسوس در سیخ ها انکشاف یابد. در اخیر این مرحله تشنجات در سیخ به حد سیالیت نزدیک میگردد.

مرحله سوم: Third Stage

با افزایش بعدی بار، تشنج در سیخ های تقویتی به حد سیالیت میرسد $\sigma_{st} = \sigma_y \text{ or } \sigma_{0.2\%}$ ، در اثر افزایش خمیده گی و کاهش عمق ناحیه فشاری، تشنج در ناحیه فشاری کانکریت به مقاومت فشاری نهایی میرسد به این ترتیب جز آهنکانکریتی تخریب میگردد که سیخ های ناحیه کششی اول و کانکریت ناحیه فشاری آخری میباشد. این تخریب طبیعتاً پلاستیکی میباشد و ما آنرا حالت 1 مینامیم (case 1) ، اگر ناحیه کششی جز توسط سیم های فولادی با محکمیت بلند که دارای فیصدی کم طوالت در حالت تخریب (حدود 4%) بوده ، سیخبندی شده باشد در آنصورت سیم ها و کانکریت همزمان تخریب میگردد این تخریب طبیعتاً شکنند بوده و نیز تحت حالت 1 قرار میگیرد. اگر جز زیاد تقویه شده باشد، تخریب از اثر شکست کانکریت در ناحیه فشاری بوقوع می پیوندد. تخریب اجزای زیاد تقویه شده (سیخبندی شده) همیشه شکنند بوده که مقاومت کششی سیخ ها در این صورت قسماً مورد استفاده قرار میگیرد ما این حالت را (case 2) می نامیم.

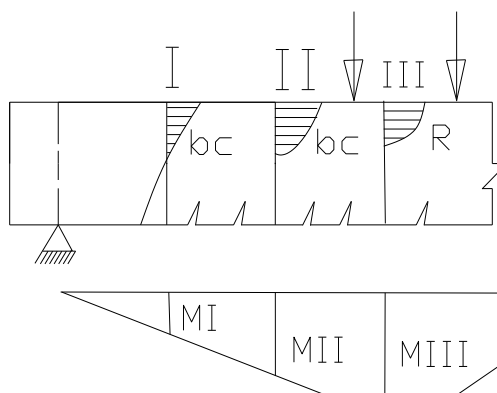
در مرحله III ، سیخ های نا متشنج قبلی ناحیه فشاری تحت یک تشنج فشاری قرار دارند که مقدار آن مربوط تغییر شکل نهایی کانکریت $(\sigma'_s = \epsilon^u_c . E_s = 400MPa)$ میباشد و یا $\sigma_s = \sigma_y$ یعنی مساوی به نقطه سیالیت میباشد که برای فولاد نرم کوچکتر از 400MPa میباشد.

مرحله مخصوص تشنج-تغییر شکل برای مقاطع جداگانه یک جز به امتداد آن یکسان نمیباشد، مثلاً در قسمت هاییکه مومنت انحنایی کم باشد مرحله I، در جائیکه مومنت انحنایی زیاد باشد مرحله II، و در قسمت مومنت انحنایی اعظمی مومنت انحنایی اعظمی مرحله III میباشد. به همین ترتیب در جریان متشنج قبلی ساختن، انتقال، و قرار گرفتن تحت بارهای مختلف بهره برداری میتواند مراحل مختلف تشنج-تغییر شکل (Stress-Strain) بوجود آید.



شکل (1-1) مراحل تشنجات و تغییر شکل در حالت انحناء عضو ساختمانی

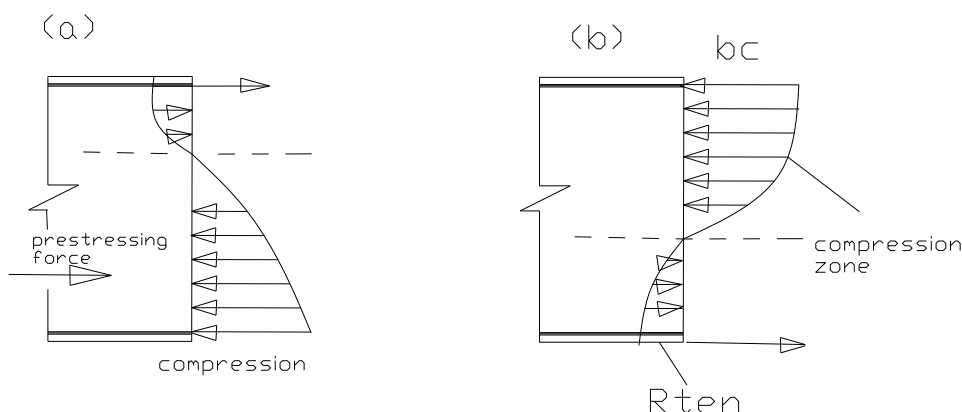
(a) مرحله I ، (b) مرحله II و (c) مرحله III



شکل (1-1) نمایش سه مرحله حالت تشنجی - تغییر شکلی در طول گادر

در اجزای متشنج قبلی و قتیکه تشنج قبلی از سیخ به کانکریت منتقل می‌گردد در جز متشنج قبلی یک تشنج قبلی نسبتاً بلند تر انکشاف می‌یابد، به واسطه تغییر شکل غیر ارتجاعی ، دیاگرام تشنج فشاری شکل منحنی را بخود می‌گیرد. با بارگذاری تدریجی جز تشنج فشاری قبلی فشاری بی‌لانس گردیده و تشنج کششی محسوس یا قابل ملاحظه به مقاومت کششی نهایی کانکریت میرسد (شکل 1-2) .

افزایش تدریجی تغییر شکل در کانکریت (E_c) و کاهش مدول ارتجاعیت کانکریت (E'_c) (البته از محور نیترال یا خنثی به طرف انساج کناری مقطع) تنش اعظمی ($\sigma_c = \epsilon_c \cdot E_c$) به مرکز مقطع نزدیک میگردد. فرق بین اجزای آهنکانکریتی عادی و متشنج قبلی در مرحله I حالت تشنجی - تغییرشکلی زیادتز ظاهر میشود، در اجزای متشنج قبلی باریکه باعث بوجود آمدن درزها میشود چند برابر باری است که در اجزای عادی درزها را بوجود می آورد، تشنج در ناحیه فشاری و عمق این ناحیه نیز افزایش قابل ملاحظه می یابد. انتروال بین مرحله I و III کم میگردد. بعد از آنکه درزهای بوجود آمد، حالات تشنجی-تغییرشکلی اجزای متشنج قبلی و بدون تشنجات قبلی یا عادی با هم مشابهت پیدا میکنند.



شکل (1-2) تقسیمات تشنج در مقطع یک جز متشنج قبلی در حالت انحناء

- (a) در جریان ایجاد نمودن تشنجات قبلی
(b) بعد از وارد ساختن بار خارجی مرحله I

1.8.2 انکشاف درزها در ناحیه کششی :

درزها در اجزای آهنکانکریتی از اثر پروسه سخت شدن و توسعه حرارتی (shrinkage)، تشنج ابتدایی در جریان تولید، اضافه متشنج شدن مواد در بهره برداری از سبب اضافه باری، نشست اتکاها، تغییرات درجه حرارت و غیره میتوانند بوجود آیند. اضافه تشنجی بیشتر، بیشتر باعث ایجاد درزها در نواحی کششی نظر به نواحی فشاری میگردد. درزهای نامرئی حتی در نواحی کششی ساختمانهای آهنکانکریتی کاملاً خوب دیزاین شده نیز منتشر میگردد، این بدان دلیل است که قابلیت انبساط کانکریت کم بوده و نمیتواند طوالت قابل ملاحظه فولاد را در حالت تشنجات بلند کاری دنبال نماید. تجربه نشان میدهد تا زمانیکه عرض این درزها در یک حدود معین قرار داشته باشد، خطرناک نمیشوند و بر بی عیبی آهنکانکریت تأثیری ندارد.

سیخ های تقویتی در ناحیه کششی یک جز تا یک اندازه تاثیر منفی غیر منظم بودن ساختمان داخلی و عدم تسلسل یا انقطاع کانکریت را کاهش میدهد، لیکن با یک مقدار معمول سیخبندی ، مقاومت کششی آهنکانکریت صرف یک کمی از مقاومت کششی کانکریت بدون سیخ اضافه میباشد.

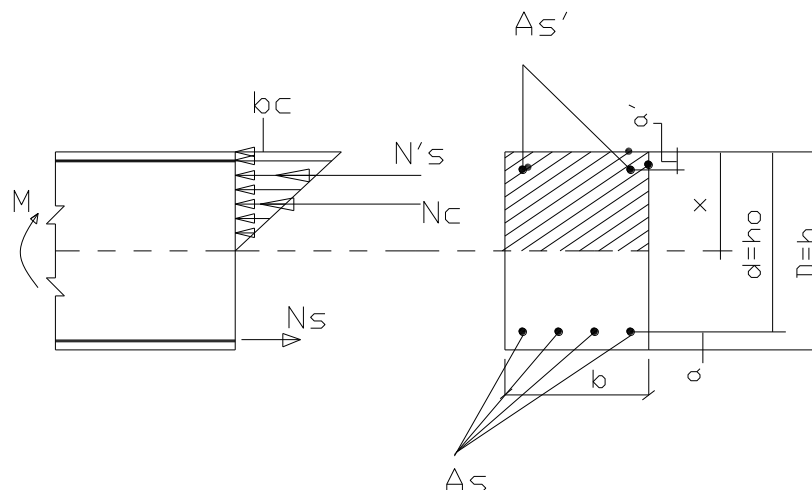
درزها در نواحی فشاری معمولاً علامه آنست که مقطع برای تشنج فشاری کافی نمیشد ، این چنین درزها برای مقاومت ساختمان یک تهدید میباشد. درزداری در نواحی کششی میتواند به سه مرحله تقسیم شود:

1. درزداری نخستین یا تازه که هنوز درز مرئی نمیشد.
 2. درزداری مرئی
 3. باز شدن درزها الی یک مرحله اعظمی آن .
- در اجزای با سیخبندی نورمال دو مرحله اول با هم یک بوده و به این ترتیب ما میتوانیم دو مرحله را مشاهده کنیم: یکی درزداری مرئی یا مشهود و دیگری باز شدن درز ها.

1.9 دیزاین ارتجاعی:

اولین طریقه است که برای دیزاین اجزای آهنکانکریتی انحنائی مورد استفاده قرار گرفته است. این طریقه بر اساس مرحله II حالت تشنج و تغییر شکل و فرضیات ذیل استوار است:

1. کانکریت نه میتواند تشنجات کششی را متحمل گردد، تمام تشنج تحمیلی کششی را سیخ ها متحمل میشوند.
 2. کانکریت نواحی فشاری الاستیکی بوده، رابطه تشنج و تغییر شکل خطی و تابع قانون هوک میباشد یعنی: $\sigma = \epsilon E$
 3. مقطع بیکه قبل از انحناء است مسطح بود، بعد از انحناء نیز مسطح باقی میماند(قانون برنولی صدق میکند) .
- بر حسب نتیجه فرضیات دیاگرام تشنج در ناحیه کششی مستطیلی گرفته شده و نسبت بین مودول های ارتجاعیت فولاد(سیخ ها) و کانکریت $(m = \frac{E_s}{E_c} = \text{const})$ ثابت میباشد (شکل 3.1)



شکل (1-3) دیزاین ارتجاعی یا ایلاستیکی یک گادر مستطیلی

در اینجا مقطع آهنکانکرتی متجانس قبول گردیده که مساحت سیخ (Ast) از طریق مساحت تغییر شکل یافته کانکریت (mAst) ارایه میگردد. بنابر این تغییر شکل های کانکریت و سیخ ها با هم مساوی میباشند.

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_c}{E_c} = \epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

از اینجا میتوانیم بنویسیم:

$$\sigma_s = m\sigma_c \dots \dots \dots (1.1)$$

تشنج در نسج خارجی مانند مقطع ثابت تغییر شکل یافته دریافت میشود:

$$\sigma_c = \frac{M.n}{I_{tr}} \dots \dots \dots (1.2)$$

تشنجات در سیخ های کششی و فشاری توسط فورمول های ذیل دریافت میگردد:

$$\sigma_s = \frac{mM(d-n)}{I_{tr}} \dots \dots \dots (1.3)$$

$$\sigma'_s = \frac{mM(n-a')}{I_{tr}} \dots \dots \dots (1.4)$$

در اینجا:

ho=d=D-a : عمق موثر مقطع، **h** یا **D**: عمق کلی مقطع، **a**: فاصله بین کنار ناحیه کششی و مرکز سیخ های کششی (قشر محافظی)، **a'**: فاصله بین کنار ناحیه فشاری و مرکز ثقل سیخ های فشاری (قشر محافظی)،
n: عمق کانکریت فشاری یا عمق محور نیترال یا خنثی می باشد.

قیمت **n** را میتوانیم از حالتی دریافت نماییم که مومنت ستاتیکی مقطع تغییر شکل یافته نظر به محور نیترال مساوی به صفر باشد.

$$S_{tr} = \frac{bn^2}{2} + mA'_s(n-a') - mA_s(d-n) = 0 \dots \dots \dots (1.5)$$

مومنت انرشای مقطع تغییر شکل یافته:

$$I_{tr} = \frac{bn^3}{12} + mAs(d-n)^2 + mA'_s(n-a')^2 \dots \dots \dots (1.6)$$

تشنج مجاز برای کانکریت در تیوری ارتجاعیت یک بخش معین مقاومت فشای نهایی کانکریت $\sigma_c = (0.25-0.45)R$ را تشکیل میدهد که **R** عبارت از مارک کانکریت است و مساوی به مقاومت مکعب کانکریت در وقت میده شدن می باشد.

تشنج مجاز برای فولاد یک قسمت از نقطه سیالیت ان $\sigma_s = (0.50-0.55)$ گرفته میشود. نقص اساسی دیزاین الاستیکی این است که کانکریت به حیث یک ماده الاستیکی توجیح گردیده است. تقسیمات حقیقی تشنج در یک مقطع کانکریتی در مرحله II نمیتواند توسط دیاگرام مثالی تشنج توضیح شود، به همین ترتیب **m** ثابت نبوده و مربوط تشنج در کانکریت، مداومت این تشنج و یک تعداد فاکتور های دیگر می باشد. عیار ساختن **m** بر وفق یک مارک داده شده کانکریت نیز غیر موثر ثابت گردیده است. علاوه آن واضح گردیده که تشنجات حقیقی در فولاد تقویه کمتر از تشنجات محاسوبی می باشد.

توسط تیوری ارتجاعیت نه تنها دیزاین ساختمانی یا یک ضریت مصئونیت قبلاً پیش بینی شده ممکن نیست بلکه تعین تشنجات حقیقی در مواد نیز ممکن نمی باشد. در بعضی حالات باعث مصرف اضافی مواد یا باعث استعمال سیخ ها در نواحی فشاری کانکریت

میگردد. نواقص دیزاین ارتجاعی با بوجود آمدن انواع جدید کانکریت مثلاً کانکریت های سنگین با مقاومت بلند و کانکریت سبک به پرکننده های منفذدار و غیره و سیخ های قویتر متبازلتر میگردد.

1.10 دیزاین پلاستیکی یا فروریختگی:

نواقص تیوری ارتجاعیت باعث ایجاد طریقه جدید دیزاین که با خواص ارتجاعی و پلاستیکی مواد مطابقت خوب باید داشته باشد، گردید. در دیزاین پلاستیکی به حیث نقطه انحراف از مرحله III حالت تشنج-تغیر شکل استفاده به عمل می آید. باز هم تشنجات کششی در کانکریت به حیث یک جز مقاومت در نظر گرفته نمی شود.

تشنجات مجازی (کاری) در فورمولهای دیزاین به مقاومت نهایی فشاری کانکریت و نقطه سیالیت فولاد تعویض گردیده است. با داشتن این کمیات به دانستن نسبت مودولی (m) ضرورت نمی باشد. در روزهای ابتدایی تحلیل پلاستیکی، دیاگرام تشنج در ناحیه فشاری منحنی گرفته می شود، اما در اواخر به دیاگرام مثلثی تعویض گردیده است. قوه اعظمی مصنون که میتوان آنرا بر ساختمان حین بهره برداری تحمل نمود، از تقسیم کردن قوه حدی یا تخریب بر ضریب مجموعی اضافه باری (Load factor) بدست می آید. این طریقه بنام طریقه load factor نیز یاد میگردد.

به این ترتیب برای اجزای انحنایی :

$$M = \frac{M_{col}}{K} \dots\dots\dots (1.7)$$

و برای جز فشاری:

$$N = \frac{N_{col}}{K} \dots\dots\dots (1.8)$$

حین دریافت بار تخریب برای جزئیکه در حالت (case 1) - (تخریب در ناحیه کششی) کار میکند، فرضیات برنولی به پرنسبب فروپاشیده گی پلاستیکی که مطابق آن تشنج به قیمت های نهایی آن، همزمان در کانکریت و فولاد میرسد تعویض گردیده است مثلاً شکل (1-4) ضم میباشد.

برای یک جز انحنایی دارای مقطع عرضی کیفی متناظر (شکل 1-4)، عمق ناحیه فشاری را از مساوات نیروهای داخلی در مرحله شکست بدست آورده میتوانیم:

$$\frac{T_l}{T_d} \leq 2 R_c . A_c + R_s . A'_s = R_s . A_s \dots\dots\dots (1.9)$$

در اینجا: R_c مقاومت نهایی فشاری کانکریت در انحناء است که $R_c = 1.25 R_{pr}$ ، R_s نقطه یا حد سیالیت فولاد است، و A_c مساحت کانکریت در فشار، A_s و A'_s عبارت از مساحت های سیخ های ناحیه کششی و فشاری میباشد.

مومنت تخریبی مساوی به مومنت نیرو های داخلی نظر به مرکز ثقل سیخ های کششی میباشد:

$$M_{col} = R_c S_c + R_s A'_s (h_o^D - a') \dots \dots \dots (1.10)$$

در فورمول فوق:

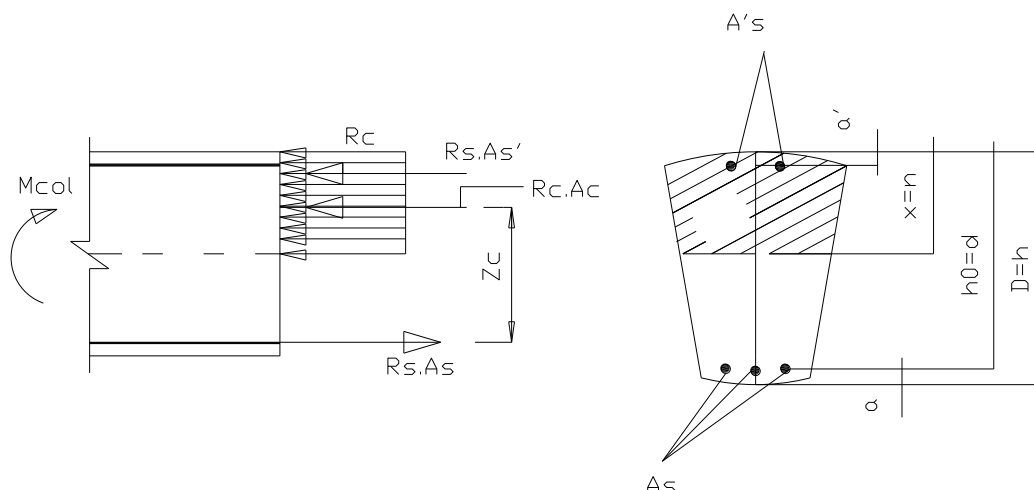
$Sc = Ac.Zc$ مومنت ستاتیکی ناحیه فشاری نظر به مرکز سیخ های کششی، Zc فاصله بین مرکز ثقل سیخ های کششی و مرکز ثقل کانکریت فشاری (Lever Arm) میباشد.

خط فاصل بین حالت 1 و حالت 2 به اساس ارقام تجربوی تعیین گردیده است.

حالت $\frac{Sc}{So} \leq 0.8$ ، کانکریت M400 و پایینتر به (case 1) شامل میباشد. در اینجا So عبارت از مومنت ستاتیکی تمام مساحت موثر کانکریت نظر به مرکز سیخ های کششی میباشد. برای گادر های مستطیلی و T مانند با تسه های فشاری ، عمق کانکریت در فشار نباید از $(0.55h_o)$ تجاوز نماید.

ضریب اطمینان یا ضریب بار که در معده دیزاین توسط این طریقه به کار برده میشود، برای تمام جز عین شی است و در ارتباط با تقسیمات تشنج در اثنای تخریب، آمیزش بارها و نسبت نیرو از اثر بار موقت T_L و ثابت $(\frac{T_L}{T_d})T_d$ میباشد، اگر بار زنده افزودی کند ، ساختمان به احتمال اغلب اضافه بار خواهد بود، بنابر این ضریب اطمینان باید اضافه تر باشد طور مثال برای سلب هاو گادر های که تحت آمیزش اساسی بارها قرار میداشته باشند و در صورتیکه $\frac{T_L}{T_d} \leq 2$ باشد ضریب $K=1.8$ و اگر $\frac{T_L}{T_d} \geq 2$ باشد $K=2$ گرفته میشود . برای اجزای فابریکه یی ضریب اطمینان به اندازه 0.2 کاهش می یابد، اما از 1.5 نباید کمتر باشد.

در دیزاین پلاستیکی نیروهای داخلی M, Q, N از اثر بارگذاری نیز در مرحله فرو ریختن (Bread down) که برای تشکیل مفصل های پلاستیکیت مجاز است دریافت میگردد. برای یک تعداد عناصر (سلب ها، گادر های مسلسل و چوکات های) این طریقه دیزاین به اندازه قابل ملاحظه اقتصادی تمام میشود.



شکل

(1-4) دیزاین پلاستیکی یک گادر با مقطع متناظر

برتری ها و نواقص دیزاین پلاستیکی :

دیزاین پلاستیکی که خواص ارتجاعی و پلاستیکی کانکریت را در نظر میگیرد، وضعیت (حالت) اجزاء را تحت بار دقیقتر انعکاس میدهد و یک پیشرفت مهم در تیوری مقاومت آهنکانکریت بحساب میرود. یک برتری عمده این طریقه بر طریقه ارتجاعی دیزاین این است که ضریب اطمینان کلی (**Total Safety factor**) یک عنصر که در این طریقه بدست می آید نزدیکتر به قیمت حقیقی آن میباشد. علاوهً عناصریکه به طریقه (**Load factor**) دیزاین شده اند نظر به همان عناصریکه به طریقه ارتجاعیت دیزاین شده باشند به سیخ های کمتر ضرورت دارند طور مثال محاسبات دیزاین پلاستیکی معمولاً نشان میدهد که اجزای انحنایی به سیخ های فشاری ضرورت ندارند.

یک نقص عمده این طریقه این است که انحرافات احتمالی بار های حقیقی و مقاومت مواد ساختمانی نظر به قیمت های دیزاین آنها نمیتوانند یک ضریب عمومی اطمینان در نظر گرفته شوند.

1.11.1 دیزاین حالت حدی آهنکانکریت :

دیزاین حالت حدی از دیزاین پلاستیکی گرفته شده است ، فرق اساسی بین این دو طریقه در آنست که اولی حالات حدی عناصر را به صورت واضح تثبیت می نماید و یک سیستم از ضریب های دیزاین را تشکیل میدهد که گرنتی کند یا یک ساختمان یا عنصر تحت عمل خرابترین آمیزش بارها و مقاومت اصغری مواد به یک چنین حالت نرسد . این طریقه نیز بر اساس مرحله شکست (**Bread down**) استوار است ، لیکن مصئونیت یک ساختمان تحت بار بر حسب در نظر گرفتن چندین ضریب دیزاین تامین پنداشته میشود نه بر حسب یک فکتور مجموعی مصئونیت . عناصریکه به این طریقه دیزاین میگردند یک اندازه اقتصادیتر تمام میشوند. (حالات حدی حالاتی را می گویند که با رسیدن آن حالات عنصر دیگر نتواند مطالبات بهره برداری را بر آورده سازد)

1.11.2 نکات اساس دیزاین :

1- گروپ اول حالات حدی: تحلیل مقاومت در این حالات بر مرحله III حالت تشنجی-تغییرشکلی استوار است. یک مقطع کافی توانمند پنداشته میشود اگر نیروهای داخلی نیکه از اثر بارهای دیزاین در آن بوجود می آید از توان برداشت مقطع یا از مقاومت سنجشی مواد آن تجاوز نماید، اگر نیروی داخلی نیکه از اثر بارهای خارجی بوجود می آید به (T) نشان داده شود (مثلاً مومنت انحنائی M ، قوه طولانی N ، این نیروها تابع بارهای بهره برداری یا (q^s) ضریب اضافه باری (n) و یک تعداد فاکتور ها)-(سیستم بارگذاری، فاکتور دینامیکیت و غیره) میباشد. قوه نیکه مقطع میتواند آنرا تحمل کند (Tsec) تابع شکل و سائز مقطع (S)، مقاومت مواد (R_c^s, R_{st}^s) ، ضریب های اطمینان (Kc و Ks) و ضریب های شرایط کار (m_s و m_c) میباشد.

شرط مقاومت مقطع توسط نامساوات ذیل ارایه میگردد:

$$T(q^s, n, c) \leq T_{sec}(S, R_c^s, k_c^{-1}, m_c, R_{st}^s, k_s^{-1}, m_s) \dots \dots \dots (1.11)$$

در اینجا: اگر $q^s.n = q$ ، $R_c^s.k_c^{-1} = R_c$ ، $R_{st}^s.k_s^{-1} = R_{st}$ باشد، نامساوات (1.11) شکل ذیلرا بخود اختیار میکند:

$$T(q, c) \leq T_{sec}(S, R_c, m_c, R_{st}, m_s) \dots \dots \dots (1.12)$$

تحلیل توان بار برداری بر مرحله I حالت تشنج- تغییرشکل استوار است و عبارت است از دریافت تشنج قبلی و تشنجات در کانکریت و سیخ های فولادی که از اثر بار خارجی بوجود می آید. توان برداشت یک عنصر کافی گفته میشود در صورتیکه این تشنجات از مقاومت سنجشی (دیزاین) تجاوز نکند.

2- گروپ دوم حالات حدی: تحلیل برای تشکیل درزهای نورمال و مایل عبارت از امتحان کردن مقاومت در مقابل درز کردن اجزای است که در برابر مطالبات کتگوری اول دیزاین میگردند و هم چنان واضح ساختن این مسئله است که آیا در اجزای دیزاین شده مقابل مطالبات کتگوری دوم وسوم درزها تشکیل خواهند شد؟

← نظر به مطالبات کتگوری اول هیچگونه درزها نباید بوجود بیایند و محاسبه عناصریکه چنین مطالبات را باید بر آورده سازند، در برابر تشکیل درزها تحت عمل بار های سنجشی صورت میگیرد.

← در کتگوری دوم مطالبات باز شدن کوتاه مدت درزهای با عرض محدود $(a_{cr,sh-t})$ به شرط تامین متعاقب و مطمئن آنها مجاز میباشد.

عناصریکه باید مطالبات کتگوری دوم را بر آورده سازند، نظر به باز شدن درزها تحت عمل بار نورماتیفی کلی و نظر به بسته شدن درزها تحت عمل بار موقت طویل المدت محاسبه میگردند.

← کتگوری سوم مطالبات : باز شدن کوتاه مدت و طویل المدت درزهای با عرض محدود $\{ (a_{cr,l-t}) \text{ و } (a_{cr,sh-t}) \}$ مجاز میباشند.

عناصریکه در برابر مطالبات کتگوری سوم قرار میگیرند ، نظر به باز شدن درزها تحت عمل بارهای نورماتیفی و طویل المدت محاسبه می گردند. کتگوری های این مطالبات و قیمت های حدی مجازی در شرایط محیط غیرمضره در جدول (1.4) آورده شده اند.

به این ترتیب قبول میگردد که درزهای نورمال تشکیل نخواهند شد، اگر قوه T (یک مومنت انحنایی یا یک قوه طولانی) که از اثر بارهای خارجی بوجود می آید از قوه T_{cr} که مقطع با تشنجات کششی (R_{tenII}) در کانکریت قبل از ظاهر شدن درزها میتواند آنرا تحمل نماید ، تجاوز نکن:

$$T \leq T_{cr} \dots \dots \dots (1.13)$$

ترکیب بارها و فکتور های اضافه باری که برای دریافت قوه (T) بکار برده میشوند در جدول (1.5) آورده شدن اند.

Table (1-4), categories of Requirements for Crack Resistance of Reinforced Concrete Structures according to

service conditions and Type of Reinforcement				
Categories of requirements for crack resistance of structures and limit short-time $a_{cr, sh-t}$ and long time, $a_{cr, lt}$ crack widths				
Class A-I, A-II and A-III	Class A-IV, AT-IV, A-V and AT-V bars , Class B-I and Bp-I wire	Class AT-IV bars, class B-II, and Bp-II wire and class K-7 strands at wire diameter of 4mm and more	Class B-II and Bp-II wire 3mm in diameter , class K-7 strands at wire	
Category three $a_{cr, sh-t} = 0.2mm$ $a_{cr, lt} = 0.1mm$	Category one	Category one	Category one	
	Category three $a_{cr, sh-t} = 0.3mm$ $a_{cr, lt} = 0.2mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.1mm$	Category one	
	Category three $a_{cr, sh-t} = 0.3mm$ $a_{cr, lt} = 0.2mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.1mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.05mm$	
	Category three $a_{cr, sh-t} = 0.4mm$ $a_{cr, lt} = 0.3mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.15mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.05mm$	
	Category three $a_{cr, sh-t} = 0.4mm$ $a_{cr, lt} = 0.3mm$	Category three $a_{cr, sh-t} = 0.15mm$ $a_{cr, lt} = 0.1mm$	Category two $a_{cr, sh-t} = 0.15mm$	

جدول (1-4) ، کتگوری ها، مطالبات مقاومت در مقابل تشکیل درزها در عناصر ساختمانی و عرض های حدى کوتاه مدت $a_{cr, sh-t}$ و طولى $a_{cr, lt}$... المدت

Service	Members subjected to pressure of liquids or gases , with sections entirely in tension	Same members with sections partly in compresion	Members subjected to pressure of particulate materials	Other exterior members	Other interior members
---------	---	---	--	------------------------	------------------------

جدول (1.5) ، بارها برای دیزاین مقاوم درز ها:

بار ها برای:				کتگوری مطالبات
تحلی بسته شدن درز ها	تجزیه عرض درز ها		تحلیل درز داری	
	طویل المدت	کوتاه مدت		
—	—	—	تمام بارها (به استثنای بار مخصوص) مشترکاً عمل میکنند و $n>1$ است (مانند تحلیل محکمیت)	یک
بار ثابت و بارهای طویل المدت مشترکاً عمل می نمایند و $n>1$	—	تمام بار های به جز از بار مخصوص مشترکاً عمل می نمایند	تمام بارها (به استثنای بارمخصوص) مشترکاً عمل می نمایند و $n>1$ (تحلیل شود که آیا به امتحان عرض درز کوتاه مدت و بسته شدن آن ضرورت است یا نه)	دو
—	تمام بار ها به جز از بار مخصوص یکجا عمل می نماید $n=1$	هكذا	تمام بارها به استثنای بار مخصوص با هم مشترکاً عمل می نمایند و $n=1$ (تحلیل صورت میگیرد تا متیقن شد که ایا به امتحان عرض درز ضرورت است یا نه)	سه

به همین ترتیب قبول میشود که درزهای مایل بوجود نخواهند آمد ، اگر تشنجات اساسی کششی درکانکریت از قیمت (R_{tenII}) که با ضریب مربوطه لازم گرفته میشود تجاوز نماید .

تحلیل باز شدن درز عبارت از دریافت عرض درز های نورمال و مایل در سطح سیخ های کششی و مقایسه آن با عرض حدی درز میباشد و توسط رابطه ذیل ارایه میگردد:

$$a_{cr} \leq a_{cr,lim} \dots\dots\dots(1.14)$$

عرض حدی در جدول (1.4) آورده میشود.

تحلیل تغییر شکل یک عنصر عبارت از دریافت خمیده گی (s_{ag}) جز از اثر بارهای خارجی و مقایسه آن

با خمیده گی حدی میباشد و شرط ذیل را باید صدق نماید:چ

$$f \leq f_{lim} \dots\dots\dots(1.15)$$

خمیده گی اجزای عناصر ساختمان از اثر بارهای نورماتیفی دریافت میگردد، و خمیده گی حدی برای اجزای آهنکانکریتی در جدول (1.6) آورده شده است.

جدول (1.6) حدود خمیده گی (s_{ag}) برای اجزای آهنکانکریتی

اجزاء	حد خمیده گی نظر به وایه	بار ها با $n=1$
گادر های تحت کرین های برقی سقف ها و بام های با وایه های:	$\frac{L}{600}$	بار ثابت و بار های موقت کوتاه مدت

بار ثابت و موقت طویل المدت	$\frac{L}{200}$	$L < 6m$
	3cm	$6m < L \leq 7.5m$
	$\frac{L}{250}$	$L > 7m$
بار ثابت و موقت طویل المدت		سقف قبرغه دار و مارش های بالای وايه ها
	$\frac{L}{200}$	$L < 5m$
	2.5cm	$5m \leq L < 10m$
	$\frac{L}{400}$	$L \geq 10m$
بار ثابت و موقت طویل المدت و کوتاه مدت		پانيل های ديوارى:
	$\frac{L}{200}$	$L < 6m$
	3cm	$6m \leq L < 7.5m$

	$\frac{L}{250}$	$L \geq 7.5m$

اگر ساختمان در مقابل بعضی از مطالبات بهره برداری و ساختمانی قرار میگیرد، خمیده گی از اثر بار ثابت و موقت طولی المدت و کوتاه مدت دریافت میگردد.

اگر خمیده گی نظر به ملاحظات شکل ظاهر محدود ساخته می شود در آنصورت برای بار های ثابت و موقت طولی المدت دریافت میگردد، در غیر آن ضریب اضافه باری واحد گرفته می شود.

حدود خمیده مربوط پیش برآمده گی های کنسولی (Cantiliver overhang) دو چند ساخته میشود.

اجزای آهنکانکریتی مانند سلب های پوشش های بین منازل مارش های زینه و چوک های که با اجزای مجاور ارتباط ندارند ثبات این ها بصورت علاوه گی تحلیل میگردد، خمیده گی علاوه گی انیکه از اثر بار متمرکز کوتاه مدت (100kg) در نامساعد ترین حالت بار ها بوجود می آید از 0.7mm تجاوز نکند.

محاسبه ساختمانی عبارت از انتخاب ماده ساختمانی ، تعیین شکل مناسب جز و اندازه های مقطع آن، مارک کانکریت و کلاس فولاد ، تعداد سیخ ها، شیمای جابجا ساختن سیخ ها و غیره میباشد.

1.12 روش های مروج محاسبه و دیزاین:

برای محاسبه و دیزاین ساختمانی اجزای آهنکانکریتی و یا تعیین سائز آنها دو روش یا طریقه برای انجنیران توصیه شده میتواند:

1.12.1 طریقه ارتجاعی یا تشنجات کاری:

این طریقه به اساس پیش بینی تشنجاتی در اجزای عناصر استوار است که حین عمل بارهای بهره برداری پیش بینی شده در آنها بوجود می آید.

بار بهره برداری نورماتیفی : مقدار حقیقی یا اعظمی بار متوقعه میباشد که جز باید آنرا انتقال بدهد . در دیزاین ارتجاعی اجزای ساختمانی باید طور تعین سائز گردند که تشنجات ایجاد شده از اثر بارهای بهره برداری (نورماتیفی) در آنها از مقدار مجوزه (قبلاً پیش بینی شده) تشنجات که بنام تشنجات مجازی یاد میگردد، تجاوز ننماید.

تشنجات مجاز:

عبارت از یک قسمت از تشنجات اعظمی است که ماده میتواند آنرا قبل از وقوع گسیختگی یا سیالیت (rapture or yeilding) در آن تحمل نماید:

$$\text{Permissible stress} = [\sigma] = \frac{f_y = \sigma_y}{M} \dots \dots \dots (1.16)$$

$\sigma_y = f_y$ - حد سیالیت و M ضریب ذخیره (factor of safety) را نشان میدهد .

در طریقه ارتجاعی دیزاین ، خطرناکترین آمیزش بارهای دریافت گردیده و اجزاء بر اساس تشنجات کاری تشکیل میگرددند. تشنجاتیکه در دیزاین عملی مورد استفاده قرار میگیرند ، بنام تشنجات کاری یاد میگردند و این تشنجات نباید از تشنجات مجازیکه نورم ها یا کود ها آنرا تعیین می نماید تجاوز کند مثلاً برای یک جز فشاری میتوانیم بنویسیم:

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq [\sigma] \dots \dots \dots (1.17)$$

در اینجا : σ - عبارت از تشنجات کاری، P - بار فشاری بهره برداری (نورماتیفی) ، A ' مساحت مقطع جزء

$[\sigma]$ - تشنجات مجاز است که برای حالات مختلف تشنجی توسط کود ها تعیین می گردد.

روش الاستیکی دیزاین واضح میسازد که جزء در ع مل تحت اثر بار بهره برداری در چه وضعیت و یا حالت قرار دارد و طور تبیین فرض میشود که ماده به شکل ارتجاعی کار میکند و تشنجاتیکه از اثر بارها بوجود می آید ، میتواند دقیقاً پیش بینی گردد. دیزاین الاستیکی طرز شکست یا تخریب ذاتی جز را که نرم (چسپ) است و شکنند، در نظر نمی گیرد و هم چنان مقدار محکمیت اضافی نیکه در جز بین توان باربرداری نورماتیفی (بهره برداری) و توان بار برداری حدی یا بین حد سیالیت و حد محکمیت وجود دارد مدنظر نمی گیرد . به این ترتیب ضریب حقیقی ذخیره در مقابل تخریب یا شکست در واقعیت معلوم نمی باشد.

در یک تعداد از کشور ها محاسبه اجزای عناصر ساختمانی را به اساس طریقه حالات حدی (Limit States) انجام میدهند . حالات حدی به دو گروپ تقسیم میگردند:

گروپ اول حالات حدی توان برداشت و گروپ دوم حالات حدی نامساعد ترین شرایط برای بهره برداری نورمال را ارایه می کند.

گروپ اول حالات حدی از دست دادن توان برداشت یا نامساعد شدن برای بهره برداری جز در نتیجه ضیاع استواری شکل (استواری ساختمانها با دیوار های باریک) یا موقعیت واژگون شدن) ، تخریب(چسپ یا شکنند) ، تغییر کیفی شکل، بوجود آمدن حالت نیکه در نتیجه سیالیت ماده، لغزش ها در اتصالات، خزیدن و یا باز شدن بیش از حد درزها ، بهره برداری از جز باید قطع گردد را نشان میدهد.

گروپ دوم حالات حدی نامساعد شدن برای بهره برداری نورمال را در نتیجه تغییر شکل های بیش از حد (خمیده گی ها، نشست ها، زوایای چرخش) اهتزازات ، درزها و غیره ارایه می نماید.

هدف از محاسبه نظر به حالات حدی این است که نگذارند برای عنصر در مجموع و یا برای یک قسمت آن در دوران تهیه، منتاژ ، انتقال، و یا بهره برداری یک ازمین حالات پیش آید.

محاسبه توان برداشت برای تمام عناصر بردارنده ضروری میباشد، اما محاسبه نظریه تغییر شکل و بوجود آمدن یا باز شدن درزها صرف برای عناصریکه در آنها ایجاد شدن تغییر شکل های بیش از حد، تشکیل درزها یا باز شدن زیاد آنها ممکن است و باعث ضیاع خصوصیات بهره برداری آنها قبل از دست دادن محکمیت آنها میگردد، صورت می گیرد.

پیش آمدن این و یا آن حالت حدی بسته به مقدار بارها، خواص، محکمیت مواد و هم چنان فاکتور های زیادی از قبیل رژیم حرارتی، رطوبت و مضر بودن محیط، مداومت تأثیرات، تعدد تکرار شدن بار، تقریبی بودن شیما های سنجشی و فرضیات سنجشی، تقسیمات مجدد نیرو ها، تغییر شکل و غیره بوده که میتواند با شامل ساختن ضرایب شرایط کار در نظر گرفته شود.

به همین ترتیب درمحاسبه باید درجه مهم و اساسی بودن ساختمان، درجه خطرناک بودن بروز این و یا آن حالت حدی نیز در نظر گرفته شود، که از طریق شامل ساختن ضریب اطمینان نظر به وظیفه (γ_n) در محاسبه مدنظر گرفته شده میتواند. این ضریب ها در ارتباط با اهمیت ساختمان برای کتگوری I، $\gamma_n = 1$ ، برای کتگوری II، $\gamma_n = 0.95$ ، و برای کتگوری III، $\gamma_n = 0.90$ ، قیمت های حدی توان برداشت، کمیات سنجشی مقاومت ها، قیمت های حدی تغییر شکل ها و باز شدن درزها بالای این ضریب ها تقسیم و یا کمیات سنجشی بار ها، نیرو های داخلی ی غیره تأثیرات در آنها ضرب گردد. به این ترتیب طریقه دوم دیزاین را که نظر به مقاومت نهایی است توضیح می نمایم:

1.12.2 طریقه مقاومت نهایی دیزاین:

در این طریقه آن مقدار بار پیش بینی میگردد که تأثیر آن بالای یک جز ممکن باعث تخریب یا شکست یک جزء گردد. با استفاده از این روش دیزاینر میخواهد بارپرا دریافت کند که تحت عمل آن ساختمان (Structure) با تخریب یا شکست کامل مواجه می شود و میخواهد طرز تخریب یا شکست جزء را وقتیکه این بار عمل می نماید بداند. قابل تذکر است که طرز ترجیحی تخریبی یا شکست طرز تخریب کنترل شده موضعی جز به شکل نرم (چسپ) است نسبت به طرز شکنند. به این ترتیب انجینیریکه از روش (Stength Design) استفاده میکند میخواهد بر حالت تشنجی و تغییرشکلی جزء زمانیکه بار ای بهره برداری عمل کنند، توجه غیر مستقیم داشته باشد.

زمانیکه در دیزاین آهنگانکریت، دیزاین یک سترکچر نرمیکه باید به صورت موضعی تخریب گردد، مورد علاقه مندی زیاد باشد در آنصورت (Stength Design) یک روش بسیار مطلوب است.

قابل تذکر است که از طریق مقاومت نهایی هر جزء ساختمان دیزاینر میتواند بر طرز کلی تخریب تمام سیستم ساختمانی کنترل داشته باشد. به این اساس این امکان وجود دارد که ساختمانها را طوری دیزاین نمود که در صورت حادثات غیر مترقبه اضافه باری غیر پیش بینی شده، تخریبات در یک ناحیه معین محدود ساخته شود تا باعث تخریب کلی سیستم نگردد.

علاوآ مطالبات لابرآتواری تأکید می کند که طرز کنترولی تخریب اجزای آهنگانکریتی به صورت دقیق و پیوسته پیش بینی شده می تواند. البته طرز تخریب می تواند پیش بینی شود، اما شدت تشنجات حقیقی در اجزای آهنگانکریتی بنابر دلایل ذیل پیش بینی شده نمیتواند:

1. تشنجات انقباضی نیکه از اثر خشک شدن کانکریت پلاستیکی بوجود می آید یک مقدار از تشنجات خود بیلانس با شدت نا معلوم را بوجود می آورد.
2. کانکریت تحت بار، در قسمت های ضعیف غیر قابل پیش بینی درز می کند بنابر این خواص مقطع عرضی به دقت دانسته شده نمی تواند.
3. آهنگانکریت به مرور زمان میخزد. این خزیدن باعث تغییر در شدت تشنجات میگردد. به صورت تیپیک تشنجات در کانکریت کاهش و در فولاد (سیخ ها) افزایش می یابد.

1.13 پروسیجر دیزاین نظر به ACI Code:

Δ اجزای آهنکانکریتی برای بار های سنجشی (Factored loads) تعیین سایز میگردند.

Δ بار های سنجشی نظر به بارهای بهره برداری یا نورماتیفی (Service Loads) بزرگتر و چنین بدست می

آیند:

$$P_d = P_s \cdot n$$

$$W_d = W_s \cdot n \dots \dots \dots (1.18)$$

W_s, P_s : بار های بهره برداری و n : ضریب اضافه باری است که از یک بزرگتر میباشد. این ضریب برای باهائیکه مقدار و شدت آنها به دقت تعیین شده میتواند کوچکتر و برای بار هائیکه مقدار و شدت شان به دقت تعیین شده نمیتواند بزرگتر قبول می گردد.

مطابق ACI Code این ضریب برای انواع مختلف بارها قرار ذیل می باشد:

$n=1.4$	$=(\text{Dead Loads})$	برای بارهای ثابت
$n=1.7$	$=(\text{Live loads})$	برای بارهای موقت یا زنده
$n=1.7$	$=(\text{Earth Pressure})$	برای فشار خاک ها
$n=1.4$	$=(\text{Fluid Pressure})$	برای فشار آب
$n=1.4$	$=(\text{Snow loads})$	برای بار برف

Earthquake E.....Substitute 1.1 E for W in equation below

اگر بار سنجشی یا (Factored loads) را به W_d نشان دهیم و بخواهیم نیروی داخلی را در یکه جز از اثر بار باد و بارهای ثابت و موقت دریافت نمایم ، بار سنجشی را با استفاده از رابطه ذیل بدست می آوریم:

$$W_d = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W) \dots \dots \dots (1.19)$$

در اینجا $C=0.75$ ضریب آمیزش است که احتمال تأثیر بار باد و بار موقت را در نظر می گیرد. ازینکه بار ثابت به صورت دائمی عمل می کند پس ضریب 0.75 برای آن وضاحت ندارد. به هر صورت طوریکه اکثر عناصر برای بار باد به اساس همین فورمول محاسبه گردیده اند، به صورت قناعت بخش کار کرده اند، بناء ضرورت به تغیر دادن آن نمیباشد.

اگر حضور بار زنده معکوس تشنج را بوجود می آورد و یا در صورت عمل بار باد احتمال واژگون شدن ساختمان افزایش می یابد، در آنصورت برای دریافت بار سنجشی از ضریب های کوچکتر استفاده گردیده و بار سنجشی چنین دریافت می گردد:

$$W_d=0.9D+1.3W \dots\dots\dots (1.20)$$

اگر قرار باشد تأثیرات ساختمان از اثر نشست ، خزیدن ، تقبض و درجه حرارت T در محاسبه مدنظر گرفته شود، بار سنجشی توسط رابطه ذیل دریافت شده میتواند:

$$W_d=0.75(1.4D+1.4T+1.7W) \dots\dots\dots (1.21)$$

اما این بار نباید از کمیت $W_d=1.4(D+T)$ کمتر باشد.

با به بکار برد بارهای سنجشی دیزاینر میخواد یک تحلیل ارتجاعی ساختمان را انجام بدهد . نیروئیکه در یک جزء ساختمانی بوجود می آید (البته از اثر بار سنجشی) مقاومت لازم جزء یا نیروی داخلی اعظمی ممکنه یا سنجشی در جزء نامیده میشود.

مطابق طریقه (**Stength Design**) اجزای ساختمانی طوری تعیین ابعاد میگردند که مقاومت دیزاین یا توان برداشت حدی آنها مساوی و یا بزرگتر از مقاومت لازم آنها باشد.

مقاومت دیزاین یا توان برداشت حدی عبارت از کمیت کاهش یافته مقاومت نهایی (**Ultimate Strength**) یا مقاومت ذاتی (**Nominal Stength**) مقطع عرضی میباشد.

مقاومت ذاتی یک جزء در ارتباط با مقررات و فرضیه هائیکه توسط کود ها مشخص میگردد یا به صورت تحلیلی از طریق مشاهده حالت تشنجی و طرز عملی تخریب که از اثر سیالیت (**Steel yields**) و یا میدة شدن کانکریت (**The Concrete crushes**) صورت می گیرد و یا به صورت تجربوی از طریق مطالعاتیکه مقاومت نهایی با تناسب های مقطع عرضی و مقاومت مواد ارتباط میدهد، تعیین میگردد.

برای در نظر گرفتن ضایعا غیر قابل اجتناب مقاومت از اثر طرز کار، کمی اندازه ها، دقیق نبودن موقعیت سیخ ها ، خلاها در کانکریت و استعمال مواد دارای مقاومت کمتر، لازم است مقاومت ذاتی یا توان برداشت جزء در ضریب های کاهش ظرفیت یا توانمندی (**Capacity Reduction Factors**) ضرب شود تا مقاومت دیزاین بدست آید.

ضریب کاهش توان جز که برای بدست آوردن مقاومت سنجشی مطابق **ACI Code** مورد استفاده قرار میگیرد ، در جدول ذیل درج است:

Capacity reduction factors table

جدول (1.7) ، ضریب کاهش توانمندی (ϕ)

Nominal Strength	Reduction Factor (ϕ)
Bending with or without axial tension and for axial tension	0.9
Shear and torsion	0.85
Bearing on Concrete	0.70
Bending in Plain Concrete	0.65
Columns with Spirals	0.75
Columns with Ties	0.70

نرمی ، درجه دقت توان و مهم بودن جز در مقاومت کلی ساختمان بالای قیمت ضریب (ϕ) تاثیر میگذارد. مثلاً تخریب محوری گادر باعث تخریب موضعی گردیده ، اما تخریب یک پایه به سقوط چندین منزل منجر میگردد.

ضریب (ϕ) قسمت دوم ضریب اطمینان (Safety factor) و ضریب کاهش (Reduction factor) در ACI Code طوری انتخاب شده که تخریب ساختمانها در بیم ها باید با سیالیت سیخ های کششی شروع شود. سیالیت (Yielding) سیخ های کششی در گادرهای دیزاین شده مناسب باعث خمیده گی و بوجود آمدن درزهای قوی در اجزاء گردیده اما باعث تخریب کلی ساختمان نمیگردد.

خلاصه معیار طریقه دیزاین مقاومت (Ultimate Strength) را قرار ذیل ارایه کرده میتوانیم:

$$\text{Required Strength} \leq \text{Design Strength} \dots\dots\dots (1.22)$$

مقاومت دیزاین $\leq$ مقاومت لازم

Or:

$$\text{Required Strength} \leq (\phi) (\text{nominal strength}) \dots\dots\dots (1.23)$$

(مقاومت ذاتی) (ϕ) $\leq$ مقاومت لازم

معیار فوق برای گادریکه از اثر قوه عرضی و مومنت انحنائی متشنج میگردد در هر مقطع میتواند قرار ذیل ارایه گردد.

$$V_d \leq (\phi) V_n \quad \text{and} \quad M_d \leq (\phi) M_n$$

در اینجا: V_d و M_d قوه عرضی و مومنت انحنایی است که از اثر بار های سنجشی (Factored loads) در جز بوجود می آید و مقاومت لازم جزء را ارایه میکند.

مثال:

مساحت مقطع عرضی (A') یک پایه کوتاه را دریافت میکنیم در صورتیکه بار موقت $L=133.44\text{KN}$ و بار ثابت $D=177.93\text{KN}$ بالای آن عمل نماید.

فرض کنیم که تخریب زمانی واقع می شود که تشنج متوسط در مقطع عرضی پایه به حد سیالیت f_y برسد. در محاسبه از ضریب کاهش توان برداشت $(\phi)=0.75$ ، ضریب اضافه باری برای بار ثابت $n_1=1.4$ و برای بار موقت $n_2=1.7$ استفاده می نماییم و $f_y=344.7\text{MPa}$.

برای شکل جای است

حل:

دریافت بار سنجشی یا دیزاین که از حاصل ضرب بارهای بهره برداری یا نورماتیفی بدست می آید و نشان دهنده مقاومت لازم پایه در حالت فشاری مرکزی میباشد:

$$P_d = 1.7L + 1.4D = 1.7(133.44) + 1.4(177.93) = 475.96\text{KN}$$

مقاومت دیزاین پایه (ϕP_n) نظر به مساحت مقطع عرضی (A) و حدی سیالیت فولاد:

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq f_y \quad P = A \cdot f_y, \quad \phi \cdot P_n = \phi \cdot A \cdot f_y$$

$$\phi \cdot P_n = \phi (A \cdot f_y) = 0.7A(344.7) = 241.29A \text{ Mpa}$$

نظر به شرط (Strength Design) :

$$P_d \leq \phi \cdot P_n$$

$$P_d = \phi \cdot P_n$$

$$457.96 \text{ KN} = 241.29A \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{475.96 \text{ KN}}{\frac{241.29 \text{ KN}}{10} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}} = \frac{475.96}{24.129} \text{ cm}^2 = 19.73 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{1 \text{ KN}}{\text{cm}^2} = 10 \text{ MPa} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 1 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$A = 19.73 \text{ cm}^2 = 1973 \text{ mm}^2 (3.06 \text{ in}^2)$$

بار بهره برداری یا نورماتیفی بالای پایه :

$$P_s = L + D = 133.44 + 177.93 = 311.37 \text{ KN}$$

البته اگر بار مجموعی بهره برداری (نورماتیفی) عمل کند تنشج باید کمتر از تنشج سیالیت (f_y) بوده و پایه در حالت ارتجاعی کار کند . پس تنشجات بهره برداری :

$$\sigma = f = \frac{P}{A} = \frac{311.37 \text{ KN}}{19.73 \text{ cm}^2} = 15.78 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 157.8 \text{ MPa} < 344.7 \text{ Mpa}$$

خاطرو!

انجیران ساختمانی میتوانند همه کتابها و رساله های ساختمانی انجیری را از نشانی استرنتی زیر بدست آورند.

<http://civil-constructions.blogfa.com/>

ساختمان و اثره همگانی بوده که همه

پدیده های مهندسی و

معماری در اثر تحولات فکری و

زحمات جسمانی بشر به منظور

فراهم کردن نیازمندی جامعه

پدید می آید

دیراین کانکریت

دانشگاه پولی تخنیک کابل

سال: 1390