



Height effect on shear strength of deep beams without Shear Reinforcement with normal and lightweight concrete

Abolfazl Arabzade^{1,*}, Amin Noori Soola²

¹ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University

² M.Sc. Student of Structural Engineering, Tarbiat Modares University

ABSTRACT: Failure in reinforced concrete deep beams is mainly in shear and in a brittle and sudden form, which this behavior can lead to destructive consequences. So determining shear capacity of these beams is an important issue. One of major parameters in determining shear capacity of beams is the height of beam. Researches show that with increase in beam's height, normalized shear strength decreases which this phenomena is called size effect. In recent years due to advances in construction methods, the idea of using lightweight concrete deep beams has been proposed, this should be done with a full understanding of the behavior of lightweight concrete. Moreover, truss models are recently used for analysis and design of deep beams in codes which their validity for lightweight concrete should be investigated.

In this research to investigating size effect in lightweight concrete deep beams and comparison with normal concrete, two series of beams including 8 deep beam with shear span to height ratio of 0.5 were built in lab. First series included 4 beams with height of 30, 45, 60 and 90 cm using lightweight concrete in their construction, specimens of second series were similar to first but normal concrete was used in there construction. Results show that failure mode is independent of height and concrete type. The pattern of crack propagation is more affected by height and almost independent of concrete type. Normalized shear strength in both groups of beams decreases with increase in height but the intensity of this decrease in lightweight concrete deep beams is more than normal concrete which shows that size effect in lightweight concrete is more than normal concrete. Results of Experiment were compared to truss methods in codes and some of proposed models in codes. Results indicate that all methods are conservative in low height beams and with increase in height, safety margin decreases. Results of CSA code is non-conservative for beams with 90 cm height which needs more study.

Review History:

Received: 2019-07-04

Revised: 2016-01-29

Accepted: 2018-11-05

Available Online: 2019-02-06

Keywords:

Deep beam, Size effect

Lightweight concrete

Truss method

Shear capacity

1. INTRODUCTION

There are several advantages in using light-weight concrete (LWC) for a building material. The reduction of dead load due to a lower density of concrete allows for smaller and lighter-weight structural members. Reductions in the dimensions of columns and beams result in more available space, and reductions in their self-weight can improve the seismic resistance capacity of building structures [1].

Furthermore, the smaller and lighter elements of precast concrete members are preferred because the handling and transporting system becomes less expensive, and offshore structures mostly used for oil production require LWC elements to provide easier towing and greater buoyancy. As a result, there has been a growing interest in the practical application of LWC for structural members. Deep beams, which have useful applications as load distribution elements such as transfer girders, pile caps and foundation walls in tall buildings, are distinguished as structural members of

discontinuity regions having a small shear span-to-overall depth ratio [2]. The load capacity of deep beams is governed by shear rather than flexure and shear deformations are not negligible.

A group of reinforced concrete deep beams is distinguished as a disturbed-region member where conventional beam theory does not apply due to geometric or static stress discontinuities. As most of the top loads applied to deep beams are transferred to supports through strut-and-tie action, the mode of failure and load capacity of deep beams are commonly governed by shear rather than by flexure. As a result, the size effect is an inevitable consequence, as shown in a few experimental investigations. Yang et al. concluded that the size effect becomes more significant in beams that have a smaller shear span-depth ratio because the failure of concrete struts joining the loading and support points shows more brittle behavior with the decrease of the shear span-depth ratio [3, 4]. Tan and Cheng pointed out that the size effect needs to be considered in the strut-and-tie model (STM) to appropriately evaluate the shear capacity of deep beams [5]. There is still

*Corresponding author's email: arabzade@modares.ac.ir



controversy, however, surrounding the size effect in deep beams where LWC is used because the size effect is affected by the aggregate interlock, which can substantially contribute to the shear strength across diagonal shear cracks. Furthermore, the conservatism of STMs specified in code provisions is unconvincing because very few, if any, test results for LWC deep beams are available in the current literature [6].

2. METHODOLOGY

In this research to investigating size effect in lightweight concrete deep beams and comparison with normal concrete, two series of beams including 8 deep beam with shear span to height ratio of 0.5 were built in lab. First series included 4 beams with height of 30, 45, 60 and 90 cm using lightweight concrete in their construction, specimens of second series were similar to first but normal concrete was used in there construction.

Regarding to Iranian codes, it is not mentioned clearly how to design deep beams and only suggested to use reliable methods and codes, it can be designed. So, in this paper experimental results are compared with results of reliable code and recent studies for truss methods [7].

Results shown that in all codes and studied procedures, affection of concrete types are noticed. Referring to obtained results, to have safety edge for beams designing with varies height; it is suggested to design regarding EC2 code [8] and method of the author [2].

3. DISCUSSION AND RESULTS

The Load is applied statically with constant speed, until the final failure occurred. Two methods were used to control loading speed. In the first method, the transfer speed was controlled below the loading point (jack speed). In the second method, the loading speed was controlled, which was approximately equal to 0.25 kN/s .

By reducing the shear capacity ratio to the bending capacity, the shear capacity of the reinforced concrete member is not able to withstand the shearing stresses and will be failure due to excessive opening of the shear cracks in the beam. Such a failure is very crude and sudden. According to experimental results, the shear failure is less affected by the absence of stirrup and strength of concrete, which is most likely to occur instantaneously and with a striking sound like explosion. The failure of all specimens was shear mode so that at the final load, the width of crack that is extended between the loading point and the support was increased and caused a failure. In one of the specimens, (N-90-0.5) at the same time, the concrete cover was cut off at the final load at the same time. The crack surface in the light concrete was smoother than the normal concrete, which was due to crass the cracks within the aggregates. As the height increased, the shear strength increased, but it did not affect the failure mode. In general, the failure mode is independent of the type of concrete and height. In Figure 1, the shear failure of the beams is shown.

4. CONCLUSIONS

The summarized results of the experimental and analysis are

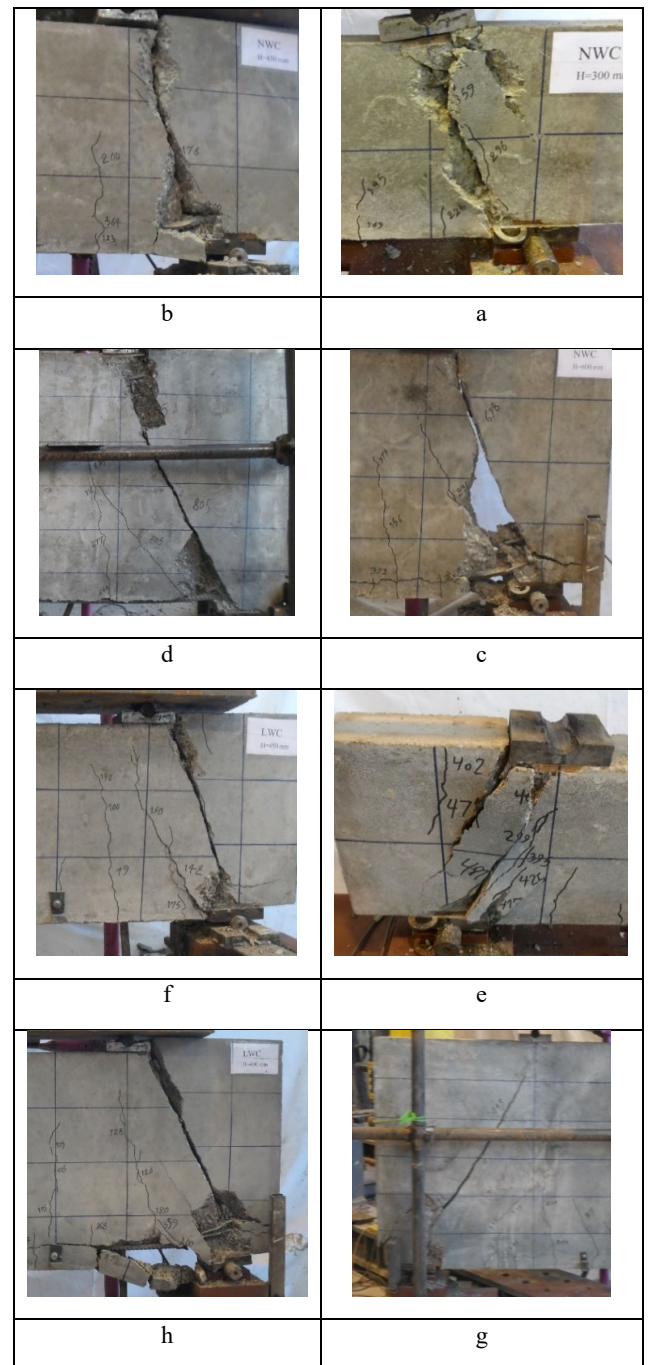


Fig. 1. Failure mode in tested beams: a) N-30-0.5 b) N-45-0.5 c) N-60-0.5 d) N-90-0.5 e) L-30-0.5 f) L-45-0.5 g) L-60-0.5 h) L-90-0.5

as follow:

- 1-With increasing the height of the beams, failure mode doesn't change. The crack pattern development was significantly influenced by depth but independent of the type of concrete
- 2-Results of ACI code [9], CSA code [10], EC2 code [8] and studied methods for beams with low height and all groups of beams are conservative.
- 3-Increasing the height of beams in ACI codes, CSA codes and EC2 codes, decrease the safety of them.

4-Results of ACI 318-11 , EC2 codes and the author method for all experimental beams are conservative.
5-Results of CSA codes for height beams (90 cm) and all groups of beams are non-conservative.
6-In EC2 code, Because of using concrete special weight in calculating Resistance coefficient of concrete with light-weight, results of light-weight and normal concrete are the same.
7-Regarding mean and standard deviation, results of Arabzadeh 2009 [7] has fewest dispersion in compare with experimental results.

REFERENCES

- [1]Keun-Hyeok Yang, 2010. Tests on Lightweight Concrete Deep Beams. ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 6, pp. 663-670.
- [2]A.Arabzadeh, 2001. Analysis of some experimental results of simply supported deep beams using truss analogy method. Iranian Journal of Science & Technology, Vol. 25, No. 1, pp. 115-128.
- [3]Bazant Z.P., 1997. Scaling of Quasi-Brittle Fracture: Asymptotic Analysis. Intenational Journal of Fracture, Vol. 83, No. 1, pp. 19-40.
- [4]Yang, K. H.; Chung, H. S.; Eun, H. C.; and Lee, E. T., "Shear Characteristics of High-Strength Concrete Deep Beams without Shear Reinforcement," Engineering Structures, V. 25, No. 8, 2003, pp. 1343-1352.
- [5]Yang, K. H.; Chung, H. S.; and Ashour, A. F., "Influence of Section Depth on the Structural Behavior of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams," Magazine of Concrete Research, V. 59, No. 8, 2007, pp. 575-586.
- [6]Tan, K. H., and Cheng, G. H., "Size Effect on Shear Strength of Deep Beams: Investigating with Strut-and-Tie Models," Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 132, No. 5, 2006, pp. 673-685.
- [7]Arabzadeh, A., Rahaie, A.R. and Aghayari, R., 2009, "A Simple Strut-and-Tie Model for Prediction of Ultimate Shear Strength of RC Deep Beams", International Journal of Civil Engineering Volume 7, Issue 3, September 2009, p.p. 141-153.
- [8]EN 1992-1-1:2004, 2004. Design of Concrete Structures. British Standards Institution, London, UK
- [9]ACI 318-11, 2011. Bulding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Michigan.
- [10] CSA A23.3-94, 1994. Design of concrete structures. Canadian Stanadards Association, Toronto, Canada.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Arabzade, A. Noori Soola, *Height effect on shear strength of deep beams without Shear Reinforcement with normal and lightweight concrete*, Amirkabir J. Civil Eng., 52(10) (2021) 609-612.

DOI: [10.22060/ceej.2019.8777.4779](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.8777.4779)





اثر ارتفاع در مقاومت برشی تیرهای عمیق بدون آرماتور برشی با بتن معمولی و سبک

ابوالفضل عربزاده^{۱*}، امین نوری سول^۲

^۱دانشیار گروه سازه، دانشگاه تربیت مدرس
^۲دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۳-۰۶-۱۸
بازنگری: ۱۳۹۴-۱۱-۰۹
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۸-۱۴
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۱۱-۱۷

کلمات کلیدی:

تیر عمق
اثر اندازه
بتن سبک
روش خرپایی
ظرفیت برشی

خلاصه: یکی از پارامترهای مهم در تعیین ظرفیت برشی تیرها، ارتفاع تیر می‌باشد. در این تحقیق به منظور بررسی اثر ارتفاع در مقاومت برشی تیرهای عمیق با بتن سبک و مقایسه با بتن معمولی دو سری تیر که شامل ۸ تیر عمیق با نسبت دهانه برشی به ارتفاع ۰/۵ بود ساخته شد. سری اول شامل ۴ تیر به ارتفاع ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ سانتی‌متر بود که در ساخت آنها از بتن معمولی استفاده شد نمونه‌های سری دوم نیز شبیه سری اول بود با این تفاوت که در ساخت آنها از گسیختگی مستقل از ارتفاع و نوع بتن می‌باشد. الگوی گسترش ترک‌ها بیشتر تحت تأثیر ارتفاع است و تقریباً مستقل از نوع بتن می‌باشد. مقاومت برشی نرمالیزه شده در هر دو گروه از تیرها با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. مقایسه نتایج حاصل از آزمایش با روش‌های خرپایی موجود در آیین‌نامه‌ها نشان می‌دهد که تمام روش‌ها در تیرهای با ارتفاع کم محافظه‌کارانه بوده و با افزایش ارتفاع از حاشیه ایمنی کاسته می‌شود. نتایج آیین‌نامه CSA در مورد تیرها با ارتفاع ۹۰ cm غیر محافظه‌کارانه است که این امر نیاز به تحقیق بیشتری دارد.

۱-مقدمه

۱. طول دهانه آزاد^۱ (L_n) مساوی و یا کمتر از چهار برابر عمق کلی باشد.
۲. بارهای متمرکز در فاصله‌ی کمتر از دو برابر عمق از لبه‌ی تکیه‌گاه قرار داشته باشد.
کشور ایران یکی از مناطق زلزله‌خیز محسوب می‌شود و بحث سبک‌سازی جهت افزایش مقاومت در برابر زلزله از اهمیت بخصوصی برخوردار است. استفاده از بتن به عنوان یکی از پرمصرف‌ترین مصالح ساختمانی در سازه‌ها، همواره دارای مشکل وزن زیاد بوده است. بتن‌های سبک سازه‌ای، بتن‌هایی هستند که علی‌رغم دارا بودن چگالی کمتر از ۲۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مقاومت فشاری بیش از ۱۷ مگاپاسکال دارند. ساخت این بتن‌ها صرفاً با استفاده از سنگدانه‌های مقاوم و سبک امکان‌پذیر است. بیشترین مقاومت بتن با سبکدانه وقتی حاصل می‌شود که از سبکدانه‌های سازه‌ای که مقاومت

یکی از اعضای سازه‌های بتنی تیرها می‌باشند که با توجه به نسبت دهانه به ارتفاع، به دو دسته تیرهای کم عمق (معمولی) با نسبت زیاد دهانه برشی به ارتفاع و تیرهای عمیق با نسبت کم دهانه به ارتفاع ($\frac{1}{4} < \frac{L}{h}$) تقسیم‌بندی می‌شوند. نمونه‌های تیر عمیق را می‌توان در مخازن و سیلوهای بتن مسلح، دیوارهای برشی، دال‌های تا شده (پلیسه‌ای) و ساختمان‌های بلند مشاهده کرد. در سکوهای دریایی از فونداسیون‌های جعبه‌ای (کیسون) که دیواره آن به صورت تیر عمیق می‌باشد استفاده می‌گردد [۱]. در ساختمان‌های بلند نیز به منظور بیشتر کردن فاصله‌ی بین ستون‌ها در یک طبقه خاص از تیر عمیق استفاده می‌شود. در آیین‌نامه‌ی ACI-318-11 تیر عمیق به عضو اطلاق می‌شود که در یک وجه بارگذاری شده و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه قرار گرفته باشد و علاوه بر این، یکی از دو شرایط زیر را ارضا نماید [۲]:

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: arabzade@modares.ac.ir

1 Clear span



آن برابر یا بیشتر از مقاومت ملات سیمان باشد برای سبک‌سازی بتن استفاده گردد.

Kani براساس آزمایشاتی که بر روی ۴ سری تیر بدون خاموت که دارای مقاومت بتن و درصد آرماتور یکسان و عمق‌های ۱۵، ۳۰، ۶۱، ۱۲۱ سانتی‌متر انجام داد نتیجه گرفت که با افزایش عمق تیر مقاومت برشی کاهش می‌یابد [۳]. Shioya و همکاران نیز براساس آزمایشاتی که بر روی تیرها با عمق ۱۰ تا ۳۰۵ سانتی‌متر انجام دادند به همین نتیجه رسیدند [۴]. برای توضیح این پدیده Reineck و Collins و همکاران فرض کردند که عرض ترک در لحظه گسیختگی با عمق تیر متناسب است [۵و۶]. از آنجاییکه با افزایش عرض ترک نیروی برشی که توسط سطح ناصاف و قفل‌وبست بین دانه‌ای انتقال می‌یابد، کاهش می‌یابد بنابراین تیرها با عمق زیاد دارای ظرفیت برشی کمتری هستند. Bazant برای توضیح اثر اندازه تئوری انرژی شکست آزاد شده را پیشنهاد داد [۷].

Yang و همکاران نشان دادند که در نسبت‌های دهانه برشی به عمق کم شدت پدیده اثر اندازه به دلیل رفتار ترد اعضای فشاری^۱ بیشتر می‌شود [۸و۹]. Tang و Cheng نشان دادند که پدیده اثر اندازه باید در روش خرپا^۲ برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای عمیق در نظر گرفته شود [۱۰].

به‌طور کلی انتقال قسمت عمده‌ای از نیروی برشی به تکیه‌گاه‌ها توسط قفل‌وبست بین سنگدانه‌ها صورت می‌گیرد. عرض ترک‌ها، اندازه سنگدانه‌ها و مقاومت بتن از جمله پارامترهای تأثیرگذار در این پدیده هستند. این اثر وقتی عرض ترک کمتر باشد می‌تواند تأثیر بیشتری داشته باشد. از آنجاییکه عرض ترک متناسب با تنش در آرماتور است که به درصد آرماتور طولی بستگی دارد، با افزایش درصد میلگرد طولی اثر قفل‌وبست بین دانه‌ها بیشتر می‌شود [۱۱]. به‌دلیل اینکه اثر اندازه تحت تأثیر قفل‌وبست بین سنگدانه‌ها است و در بتن سبک ترک از بین سنگدانه عبور می‌کند، همچنان جای بحث دارد که اثر اندازه به چه نحوی در تیرهای عمیقی که در ساخت آنها از بتن سبک استفاده شده در نظر گرفته شود.

۲-هدف از تحقیق

در سال‌های اخیر با پیشرفت روش‌های ساخت ایده‌ی استفاده از

1 strut
2 Strut-and-tie

تیرهای عمیق ساخته شده با بتن سبک مطرح شده است، این عمل باید با شناخت کامل از رفتار بتن سبک صورت پذیرد. چون اکثر کارهای تحقیقاتی و عملی روی بتن معمولی صورت گرفته است این امر هنوز نیاز به تحقیقات بیشتری دارد. ضمن اینکه اخیراً مدل‌های خرپایی برای تحلیل و طراحی تیرهای عمیق در آیین‌نامه‌ها استفاده می‌شوند که صحت آنها برای بتن سبک باید مورد بررسی قرار گیرد. اهداف این تحقیق به‌صورت زیر می‌باشد:

۱. بررسی اثر اندازه‌ی نمونه در مقاومت برشی تیرهای عمیق با بتن سبک و بتن معمولی
۲. بررسی تأثیر ارتفاع در مد گسیختگی تیرهای عمیق با بتن سبک و معمولی
۳. مقایسه رفتار تیرهای عمیق با بتن سبک و معمولی
۴. بازنگری مکانیزم انتقال برش و مدهای گسیختگی برای تیرهای عمیق بتنی دوسر ساده بدون خاموت
۵. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با روش خرپای آیین‌نامه‌های ACI، EC۲ و CSA
۶. بررسی صحت روش‌های ارائه شده برای تیرهای عمیق با بتن سبک

۳-روش خرپا

در ۳۰ سال گذشته تحقیقات گسترده‌ای برای بهبود مدل خرپا بگونه‌ای انجام شده که آن به ابزار مفیدی برای طراحان تبدیل کرده است. مدل خرپا یک قالب مفهومی ساده و ایمن برای بررسی مکانیسم انتقال بار در اعضای بتن مسلح عمیق فراهم می‌کند. مدلسازی خرپایی یکی از روشهای طراحی سازه‌های بتن مسلح معمولی و پیش‌تنیده است که با تبدیل حالات پیچیده تنش به مجموعه‌ای از مسیرهای ساده تنش باعث ساده‌سازی انواع سازه‌های بتنی پیچیده می‌گردد. اعضای دو نیرویی یا خرپایی که نیروهای فشاری را انتقال می‌دهند، عضو فشاری، اعضای انتقال دهنده نیروهای کششی، عضو کششی و محل تلاقی اعضای کششی و فشاری نیز گره نامیده می‌شود. به مجموعه اعضای فشاری، کششی و گره‌ها، مدل یا مکانیسم خرپایی گفته می‌شود. ظرفیت سازه پیچیده جایگزین شده با مدل خرپایی، به راحتی با تحلیل استاتیکی مدل خرپای جایگزین قابل محاسبه خواهد بود.

آیین نامه ACI 318 از سال ۲۰۰۲ به بعد اضافه گردیده است. در رابطه ۱ مقاومت فشاری مؤثر بتن (f_{ce}) مدل خرابایی طبق آیین نامه به صورت زیر بیان می شود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_s\lambda f'_c \quad (5)$$

f'_c مقاومت فشاری بتن (براساس آزمایش نمونه استوانه‌ای استاندارد)، f_{ce} مقاومت فشاری مؤثر بتن، ضریب β_s نیز در واقع ضریب کاهش مقاومت بتن می باشد که براساس شکل و حجم هندسی اعضای فشاری تعریف می شود که برای تیرهای بدون خاموت 0.6λ می باشد. برای بتن معمولی $\lambda=1$ ، برای بتن سبک با ماسه $\lambda=0.85$ می باشد.

۲-۳- آیین نامه کانادا CSA [۱۲]

مطابق آیین نامه کانادا CSA A23.3-04 مقاومت اعضای فشاری با استفاده از تنش فشاری مؤثر بتن f_{ce} تعیین می شود که از معادله ۶ به دست می آید. براساس نظریه اصلاح شده میدان فشاری محاسبه می شود.

$$f_{ce} = \frac{f'_c\lambda}{0.8+17\varepsilon_1} \leq 0.85f'_c\lambda \quad (6)$$

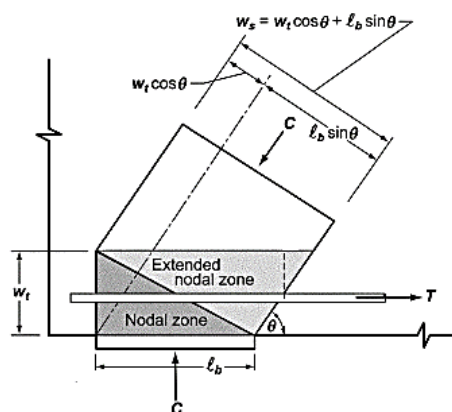
ε_1 کرنش اصلی کششی موجود در اعضای فشاری می باشد که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s \quad (7)$$

α_s زاویه بین محور عضو فشاری و عضو کششی، ε_s کرنش کششی فولاد (عضو کششی) ε_1 کرنش کششی اصلی و f'_c مقاومت مشخصه بتن می باشد. پارامتر λ نیز برای در نظر گرفتن نوع بتن می باشد، در آیین نامه برای بتن معمولی $\lambda=1$ ، برای بتن سبک با ماسه $\lambda=0.85$ و برای بتن تماماً سبک $\lambda=0.75$ را پیشنهاد شده است. در تیرهای دو سر ساده برای تعیین ε_s می توان از فرمول زیر استفاده کرد [۱۳].

$$\varepsilon_s = \frac{0.75\lambda f'_c W_t b_w}{E_s A_s} \leq \varepsilon_y \quad (8)$$

در صورتیکه ε_y و E_s کرنش تسلیم و مدول الاستیسیته آرماتورهای طولی می باشند.



شکل ۱. ارتفاع گره w_t [۲]
Fig. 1. node Height w_t

براساس مدل خرپا مقاومت برشی تیرهای عمیق بدون آرماتور برشی با توجه به مقاومت اعضای فشاری تعیین می شود که مقاومت این اعضا از رابطه زیر به دست می آید.

$$v_n = f_{ce} b_w w_s \sin \theta \quad (1)$$

در صورتیکه b_w عرض تیر می باشد.

w_s عرض مؤثر پایه های فشاری می باشد که براساس آیین نامه ACI با توجه به رابطه زیر بدست می آید.

$$w_s = w_t \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (2)$$

در صورتیکه l_b عرض ورقهای بارگذاری است که معمولاً در تیرها برای بارگذاری و جلوگیری از لهیدگی از ورقهای فولادی استفاده می شود. ارتفاع گره (محل تلاقی اعضای فشاری و کششی) می باشد که طبق آیین نامه براساس رابطه زیر بدست می آید.

$$w_t = 2 \times (h - d) \quad (3)$$

در صورتیکه h ارتفاع تیر و d ارتفاع مؤثر می باشد.

و همچنین θ زاویه بین عضو فشاری و عضو کششی می باشد که می توان از رابطه زیر برای محاسبه θ استفاده کرد.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{jd}{a} \right) \quad (4)$$

۱-۳- آیین نامه ACI 318-11 [۲]

ضوابط مربوط به مدل خرابایی با عنوان ضمیمه A به نسخه های

در گره‌ها به صورت زیر تعیین می‌شود
 برای گره CCT $\sigma_{Rd,max} = K_1 v f_{cd}$ برای گره CCC
 برای گره CTT $\sigma_{Rd,max} = K_2 v f_{cd}$ $\sigma_{Rd,max} = K_3 v f_{cd}$ که با توجه
 به آیین‌نامه مقادیر فاکتور k بصورت مقابل تعیین می‌شوند. $k_1=1$ ،
 $k_2=0.75$ ، $k_3=0.75$ برای بتن سبک مقاومت فشاری بتن،
 $0.4 + \frac{0.6\rho}{2200}$ ضرب می‌شود که ρ وزن مخصوص بتن بر حسب
 کیلوگرم بر متر مکعب است.

۳-۴- مدل تان و همکاران [۱۰]

مدل خرابایی Tan و Cheng که اثر اندازه را نیز در نظر می‌گیرد
 بصورت رابطه زیر بیان می‌شود:

$$V_n = \frac{1}{\frac{\sin 2\theta_s}{f_t A_c} + \frac{1}{v f_c A_{str} \sin \theta_s}} \quad (12)$$

در صورتیکه $A_c (= b_w h)$ سطح مقطع تیر، $A_{str} (= b_w w_s)$ سطح
 مقطع عضو فشاری، f_t مقاومت کششی مؤثر بتن در عضو فشاری و
 $\psi (= \xi, \zeta)$ فاکتوری که برای اعمال اثر اندازه در مقاومت عضو فشاری
 در نظر گرفته می‌شود.

با در نظر گرفتن اثر آرماتورهای طولی و آرماتورهای برشی f_t
 بصورت رابطه زیر پیشنهاد می‌شود:

$$f_t = \frac{2A_{s,y} \sin \theta_s}{A_c / (\sin \theta_s)} + \sum \frac{2A_{w,y} w \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c / (\sin \theta_s)} \cdot \frac{d_w}{d} + 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (13)$$

در آیین‌نامه کانادا نیز مشابه ACI مقاومت حداکثر گره‌ها با
 توجه به تیپ‌بندی آنها (CCT، CCC یا CTT) تعریف شده، با این
 تفاوت که مقاومت نهایی گره‌ها از ضرب ضرائب ارائه شده در مقاومت
 فشاری کامل بتن f'_c به دست می‌آید در حالیکه در آیین‌نامه ACI
 مقاومت بتن به صورت کاهش یافته $f'_c / 0.85$ می‌باشد.

۳-۳- آیین‌نامه اروپا (Eurocode2 (EN 1992-1-1) [۱۴]

قسمت ۶ آیین‌نامه اروپا (EN 1992-1-1) Eurocode2 در مورد
 نواحی از تیرها که نمی‌توان از روش برنولی استفاده کرد و در مورد
 روش تشابه خرابایی صحبت می‌کند.

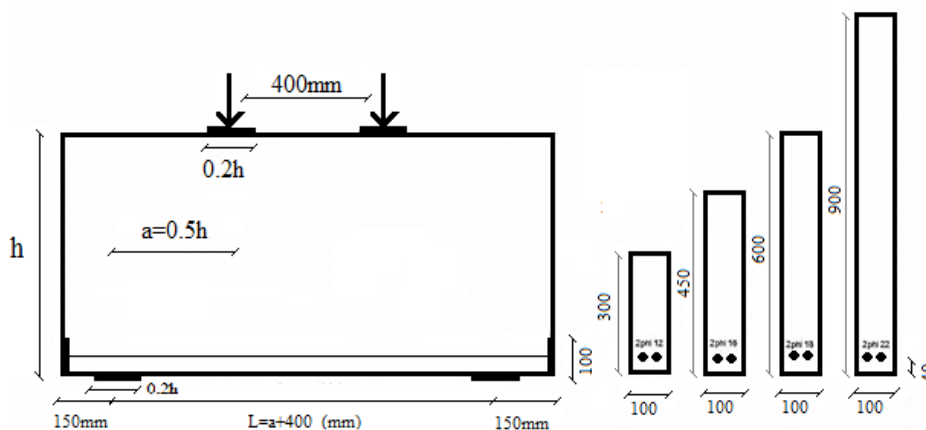
در این آیین‌نامه مقاومت اعضای بتنی فشاری با استفاده از روابط
 ۹ و ۱۰ به دست می‌آید. معادله ۹ در طراحی مقاومت اعضای فشاری
 بدون تنش کششی عرضی استفاده می‌شود. معادله ۱۰ برای طراحی
 مقاومت اعضای فشاری در ناحیه فشاری ترک خورده همراه با تنش
 کششی عرضی استفاده می‌شود.

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (9)$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6 v f_{cd} \quad (10)$$

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (11)$$

f_{ck} = مقاومت مشخصه فشاری بتن، f_{cd} = مقاومت فشاری بتن
 برای طراحی γ_c / γ_c ، ضریب اطمینان ۱/۵. مقاومت طراحی



شکل ۲. هندسه نمونه‌های ساخته شده
 Fig. 2. Geometry of made samples

شکل این اعضا تحت تأثیر ورق‌های تکیه‌گاهی می‌باشد. با توجه به دلیل ذکر شده و همچنین تحقیقات پیشین که نشان می‌داد که عرض ورق‌ها یکی از پارامترهای مهم در مقاومت برشی تیرها می‌باشند، عرض ورق‌های تکیه‌گاهی با افزایش ارتفاع تیر افزایش یافت و ۰/۲ ارتفاع تیر در نظر گرفته شد. در زیر نقاط بارگذاری به منظور افزایش مقاومت و جلوگیری از شکست موضعی تیرها، از یک سری آرماتورهایی به قطر ۶ mm به صورت قفسه استفاده شد. جهت جلوگیری از خرابی خمشی مقدار آرماتورهای طولی در تمامی تیرها برابر ۱٪ در نظر گرفته شد. در انتهای آرماتورها به منظور تأمین طول مهاری و همچنین تنظیم موقعیت دقیق آرماتورها از ورق‌هایی به ابعاد ۱۰×۱۰ cm به صورت مهار مکانیکی استفاده شد؛ به این صورت که میلگردها پس از قرار گرفتن در موقعیت خود به ورق جوش داده شدند. نمونه‌ها با توجه به بتن مصرفی به دو دسته کلی تقسیم شدند:

الف) سری N: شامل ۴ نمونه با ارتفاع ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ سانتیمتر که در ساخت آنها از بتن معمولی استفاده شد.
ب) سری L: شامل ۴ نمونه با ارتفاع ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۹۰ سانتیمتر که در ساخت آنها از بتن سبک استفاده شد.
مشخصات کامل نمونه‌ها در جدول ۱ ذکر شده است.

۲-۴- مشخصات مصالح

در ساخت بتن سبک از بتن با سبکدانه و ماسه استفاده شد سبکدانه‌های استفاده شده از نوع لیاپور بودند که ماده اصلی برای تولید این سبکدانه شیل می‌باشد که از شرکت عمران پارس سیرجان [۱۶] تهیه شد. بزرگترین اندازه سنگدانه در هر دو نوع بتن ۱۰ میلیمتر و مدول نرمی ماسه نیز ۳/۳۵ می‌باشد. مشخصات مربوط به سنگدانه‌های مصرفی در جدول ۲ آورده شده است. طرح اختلاط بتن سبک و بتن معمولی به نحوی انتخاب شدند که مقاومت فشاری یکسانی داشته باشند. طرح اختلاط بتن سبک و معمولی مطابق جدول ۴ می‌باشد. در ساخت بتن سبک از فوق روان کننده استفاده شد. سیمان مصرفی، سیمان پرتلند نوع ۲ ساخت کارخانه داراب می‌باشد. میلگردهای مورد استفاده از نوع میلگردهای آجدار با قطرهای ۱۲، ۱۶، ۱۸ و ۲۲ بودند که مشخصات آنها در جدول ۳ ذکر شده است.

که در آن f_{yw} و f_y به ترتیب تنش تسلیم آرماتورهای طولی و آرماتورهای برشی، θ_w زاویه بین آرماتور برشی با آرماتورهای طولی در محل برخورد با عضو فشاری و d_w فاصله سطح بالای تیر با محل برخورد آرماتور برشی با خط وسط عضو فشاری می‌باشد.

۵-۳- عربزاده و همکاران [۱۵]

در سال ۲۰۰۹، عربزاده و همکاران یک روش جدید بر مبنای STM برای تعیین ظرفیت برشی تیرهای عمیق بتن مسلح دوسر ساده و ضریب ایمنی برای بتن با در نظر گرفتن اثر آرماتورهای جان پیشنهاد نمودند. در این راستا فرض شد که کل نیروی برشی تحمل شده توسط تیر عمیق بتن مسلح توسط دو مقاومت مستقل از هم ایجاد می‌شود.

در رابطه ارائه شده فرض شده که برش در تیرهای مورد مطالعه کنترل کننده است و مقاومت برشی نهایی از نوشتن رابطه تعادل در امتداد ترک قطری به دست آمده و مقاومت برشی نهایی مجموع مقاومت ایجاد شده توسط عضو فشاری و آرماتورهای جان در نظر گرفته شده است.
رابطه ارائه شده برای محاسبه مقاومت برشی تیر عمیق بتن مسلح بر مبنای روش STM پیشنهادی به صورت زیر است:

$$V_u = \frac{f_c^{0.7}}{0.7 + 0.15\left(\frac{a}{d}\right)^2} A_{srt} \sin\theta + 0.09 \rho_p^{0.35} A_{wp} \cos\theta \quad (14)$$

که در آن f_c' مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای a طول دهانه برشی، A_{srt} سطح مقطع عضو فشاری و A_{wp} مساحت آرماتورهای برشی معادل متعامد بوده و برابر است با:

$$A_{wp} = A_v \cos\theta + A_h \sin\theta = \rho_p A_{str(t)} \quad (15)$$

۴- برنامه آزمایشگاهی

۱-۴- جزئیات نمونه‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی شامل ۸ مورد تیر عمیق با تکیه‌گاه‌های ساده و نسبت دهانه برشی به ارتفاع ۰/۵ بودند. مقاومت برشی تیرهای عمیق به مقاومت اعضای فشاری بستگی دارد که مقاومت این اعضا نیز به شکل آنها بستگی دارند و همچنین

جدول ۱. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی

Table 1. Details of samples

| نام نمونه | عرض تیر (m) | ارتفاع تیر (mm) | عمق مؤثر (mm) | طول کل تیر (mm) | طول دهانه برشی (mm) | مساحت آرماتور (mm^2) | درصد آرماتور ρ_s (%) | عرض ورق بارگذاری (mm) | نسبت دهانه برشی به ارتفاع a/h | نسبت دهانه برشی به عمق مؤثر a/d | مقاومت فشاری بتن MPa |
|-----------|-------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| N-30-0.5 | 100 | 300 | 254 | 1000 | 150 | 226/194 | 0/89 | 60 | 0/5 | 0/59 | 49/3 |
| N-45-0.5 | 100 | 450 | 402 | 1150 | 225 | 402/123 | 1 | 90 | 0/5 | 0/56 | 49/3 |
| N-60-0.5 | 100 | 600 | 551 | 1300 | 300 | 508/938 | 0/92 | 120 | 0/5 | 0/545 | 47/8 |
| N-90-0.5 | 100 | 900 | 849 | 1600 | 450 | 708/265 | 0/895 | 180 | 0/5 | 0/53 | 45/2 |
| L-30-0.5 | 100 | 300 | 254 | 1000 | 150 | 226/194 | 0/89 | 60 | 0/5 | 0/59 | 44/4 |
| L-45-0.5 | 100 | 450 | 402 | 1150 | 225 | 402/123 | 1 | 90 | 0/5 | 0/56 | 44/4 |
| L-60-0.5 | 100 | 600 | 551 | 1300 | 300 | 508/938 | 0/92 | 120 | 0/5 | 0/545 | 46/8 |
| L-90-0.5 | 100 | 900 | 849 | 1600 | 450 | 708/265 | 0/895 | 180 | 0/5 | 0/53 | 46/3 |

جدول ۳. مشخصات مکانیکی آرماتورهای فولادی مصرف شده

Table 3. Mechanical specifications of steel bars

| شماره میلگرد | تنش تسلیم (f_y) MPa | کرنش نهایی (ϵ_u) (%) |
|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| $\phi 12$ | 498 | 0/26 |
| $\phi 16$ | 585 | 0/31 |
| $\phi 18$ | 578 | 0/29 |
| $\phi 22$ | 612 | 0/33 |

جدول ۲. مشخصات سنگدانه‌های مصرفی

Table 2. Specifications of aggregates

| نوع سنگدانه | وزن مخصوص دانه‌ای kg/m^3 | وزن مخصوص توده‌ای kg/m^3 | درصد جذب آب | بزرگترین اندازه سنگدانه mm |
|------------------|----------------------------|----------------------------|-------------|----------------------------|
| سبکدانه (لیاپور) | 1270 | 771 | 7/4 | 10 |
| شن | 2260 | 1274 | 5/8 | 10 |
| ماسه | 2180 | 1558 | 8/2 | 5 |

جدول ۴. طرح اختلاط بتن سبک و معمولی برای واحد حجم بتن

Table 4. normal and lightweight concrete mixing proportions

| نوع بتن | نسبت آب به سیمان | آب kg | سیمان kg | درشت‌دانه (شن یا لیاپور) kg | ماسه kg | فوق روان کننده | وزن مخصوص kg/m^3 | مقاومت فشاری (f'_c) MPa | مقاومت شکافتگی MPa | مقاومت خمشی MPa | مدول ارتجاعی MPa |
|------------|------------------|---------|------------|-------------------------------|-----------|----------------|--------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------|------------------|
| بتن معمولی | 0/47 | 210 | 447 | 954 | 705 | - | 2316 | 47/8 | 4/1 | 4/9 | 32820 |
| بتن سبک | 0/35 | 161 | 460 | 528 | 706 | 2% | 1855 | 46/8 | 3/7 | 4/4 | 25690 |

۳-۴ آزمایشات

عضو بتن مسلح قادر به مقابله با تنش‌های برشی بوجود آمده نبوده و در اثر بازشدگی بیش از حد ترک‌های برشی تیر عمیق گسیخته خواهد شد. چنین شکستی بسیار ترد بوده و ناگهانی اتفاق می‌افتد. براساس مشاهدات آزمایشگاهی، ترد بودن شکست برشی بیشتر متأثر از عدم وجود خاموت و مقاومت بتن می‌باشد.

شکست همه نمونه‌ها برشی بود به این صورت که در بار نهایی عرض ترک قطری که بین نقطه بارگذاری و تکیه‌گاه ایجاد شده بود گسترش پیدا کرده و باعث گسیختگی تیر می‌شد. در یکی از نمونه‌ها (N-90-0.5) در بار نهایی همزمان با شکست برشی کاور بتن نیز کنده شد. سطح ترک در بتن سبک نسبت به بتن معمولی صافتر بود که این بدلیل گذر ترک از میان سنگدانه‌ها بود. با افزایش ارتفاع مقاومت برشی تیر بیشتر می‌شد ولی تاثیری در مد گسیختگی نداشت. بطور کلی مد گسیختگی مستقل از نوع بتن و ارتفاع است. در شکل ۴ شکست برشی تیرها نشان داده شده است.

۲-۵ نمودار بار-تغییر مکان

نمودار بار-تغییر مکان وسط تیر برای نمونه‌ها در شکل ۵ نشان داده شده است. با افزایش ارتفاع تغییر مکان مرکز تیر نیز زیاد می‌شود که این برای هر دو گروه از تیرها قابل مشاهده است. سختی اولیه تیرها فقط به نوع بتن بستگی دارد علاوه بر این گسترش ترک‌های خمشی در ناحیه خمش خالص تأثیر بسیار کمی در سختی تیرهای تست شده دارد.

۲-۵ الگوی تشکیل ترک‌ها

نحوه گسترش ترک‌ها و شکل گسیختگی برای تیرهای عمیق با

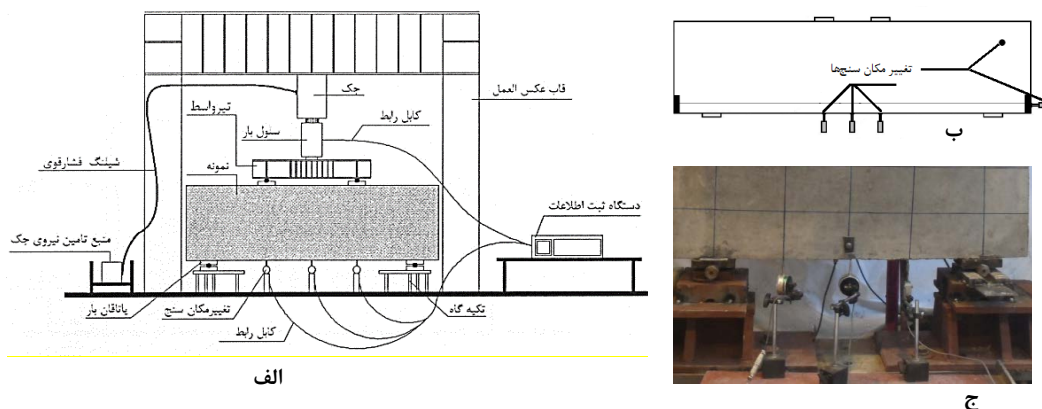
انجام کامل آزمایش روی هر نمونه شامل آماده کردن دستگاه بارگذاری، نصب نمونه، اتصال کابل‌های تغییر مکان سنج‌ها و سلول بار به دستگاه ثبت داده، بارگذاری و جداسازی نمونه بود. پس از نصب نمونه در محل مربوطه و قرار گرفتن ورق‌های بارگذاری بر روی یاتاقان‌ها تغییر مکان سنج‌ها در محل‌های تعیین شده نصب و سیم‌های مربوط به آنها و سلول بار به بخش ورودی دستگاه ثبت داده متصل می‌شدند. علاوه بر جابجایی سنج‌هایی که در زیر نمونه برای ثبت تغییر مکان‌های مرکز تیر و زیر نقاط بارگذاری کار گذاشته شده بودند برای کنترل پایداری نمونه از دو تغییر مکان سنج دیگر نیز در راستای عمود بر وجه قائم نمونه و عمود بر سطح قائم نمونه استفاده شد که تا در صورت ثبت تغییر مکان‌های زیاد از سوی آنها، جهت تأمین پایداری نمونه روند بارگذاری اضطراراً قطع شود. البته با توجه به دقت زیادی که در سوار نمودن نمونه‌ها و کنترل امتداد شاقولی و تراز افقی آن می‌شد، مشکلی از لحاظ ناپایداری نمونه‌ها ملاحظه نگردید. محل قرارگیری تغییر مکان سنج‌ها در شکل ۳ نشان داده شده است.

بارگذاری به صورت استاتیکی و با سرعت ثابت تا رسیدن به خرابی نهایی انجام گرفت. برای کنترل سرعت بارگذاری از دو روش استفاده شد. در روش اول سرعت جابجایی زیر نقطه بارگذاری (سرعت باز شدن جک) کنترل شد. در روش دوم نیز سرعت بار وارده کنترل شد که تقریباً برابر بود. 0.25 kN/s .

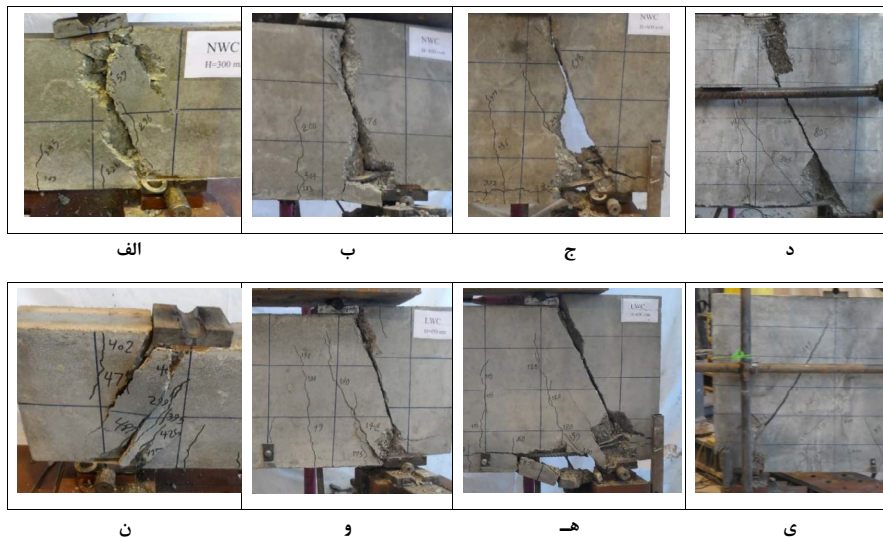
۵-نتایج آزمایش و تحلیل نمونه‌ها

۱-۵ مد گسیختگی

با کاهش نسبت ظرفیت برشی به ظرفیت خمشی، ظرفیت برشی



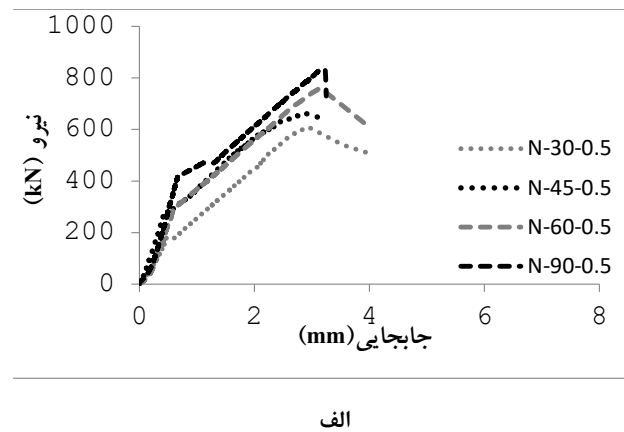
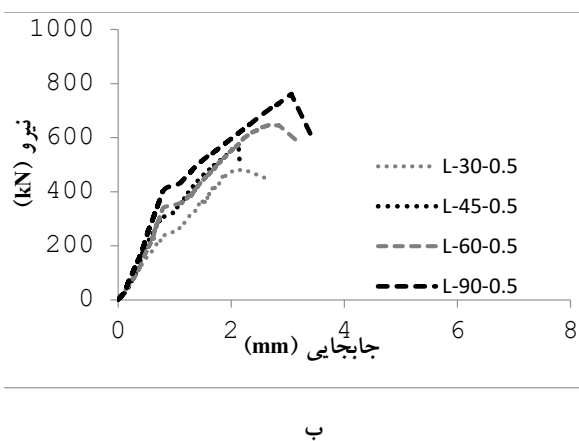
شکل ۳. الف) نمای کلی دستگاه بارگذاری ب و ج) محل نصب تغییر مکان سنج‌ها
Fig. 3. a) Overview of the loading device b) location of Linear Displacement Sensor



شکل ۴. مد گسیختگی تیرهای عمیق الف) N-30-0.5 ب) N-45-0.5 ج) N-60-0.5 د) N-90-0.5 ن) L-30-0.5

و) L-45-0.5 ه) L-60-0.5 ی) L-90-0.5

Fig. 4. failure mode Deep beams a)N-30-0.5 b)N-45-0.5 c)N-60-0.5 d)N-90-0.5 e)L-30-0.5 f)L-45-0.5 g)L-60-0.5 h)L-90-0.5



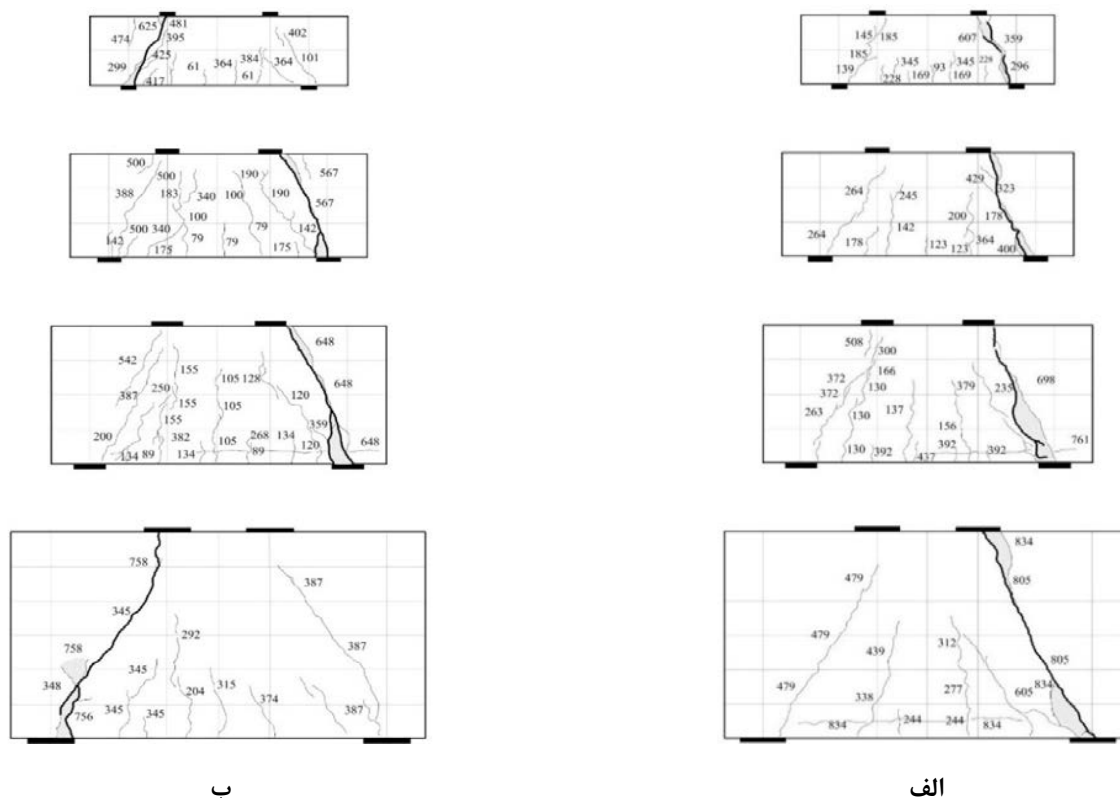
شکل ۵. نمودار بار-تغییر مکان الف) تیرهای عمیق با بتن معمولی الف) تیرهای عمیق با بتن سبک

Fig. 5. Force - Displacement diagram a) Deep beams with normal concrete b) Deep beams with lightweight concrete

تشکیل می‌شود بلافاصله پس از تشکیل ترک خمشی در حدود ۲۰ تا ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی در ناحیه بین نقطه بارگذاری و تکیه‌گاه صرف‌نظر از نوع بتن ترک قطری تشکیل می‌شود. نسبت مقاومت اولین ترک قطری به مقاومت نهایی با افزایش ارتفاع، در تیرهای عمیق با بتن سبک و بتن معمولی مطابق جدول ۵ افزایش می‌یابد. با افزایش بار ترک‌های خمشی و برشی زیادی تشکیل می‌شود و ترک‌های قطری بین

نقاط بارگذاری و تکیه‌گاه گسترش می‌یابد و در نهایت در اثر بازشدگی بیش از حد ترک‌های برشی، تیر عمیق به‌صورت ناگهانی گسیخته می‌شود.

بتن معمولی و بتن سبک در شکل ۶ نشان داده شده است. شکل گسیختگی در تمام تیرهای آزمایش شده به این ترتیب است که ترک‌های قطری در داخل دهانه برشی و بین نقاط بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها تشکیل می‌شود و با افزایش عرض این ترک‌ها تیر در نهایت گسیخته می‌شود. الگوی توسعه ترک‌ها بیشتر تحت تأثیر ارتفاع تیرها است و تأثیر ارتفاع در تشکیل و گسترش ترک‌ها در تیرهای عمیق با بتن سبک شبیه تیرهای عمیق با بتن معمولی است. اولین ترک در ناحیه خمش خالص (بین دو نقطه بارگذاری) بود که معمولاً در نیروی معادل با ۱۵ تا ۳۵٪ مقاومت برشی نهایی



شکل ۶. الگوی گسترش ترک در الف) تیرهای عمیق با بتن معمولی ب) تیرهای عمیق با بتن سبک

Fig. 6. Pattern of crack propagation a) Deep beams with normal concrete b) Deep beams with lightweight concrete

معمولی و بتن سبک کاهش می‌یابد. بطور کلی بتن سبک تردی بیشتری نسبت به بتن معمولی دارد. خرد شدن سنگدانه‌های سبک و عبور ترک از میان سنگدانه‌ها باعث می‌شود که نیروی برشی که توسط اثر قفل‌وبست بین سنگدانه‌های تحمل می‌شود کاهش می‌یابد که این عامل می‌تواند دلیل رفتار ترد بتن سبک نسبت به بتن معمولی باشد؛ که با افزایش ارتفاع این رفتار شدیدتر می‌شود.

همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود نشان می‌دهد کاهش نیروی برشی نرمالیزه شده در تیرهای عمیق با بتن معمولی با $h^{-0.617}$ و در تیرهای عمیق با بتن سبک با $h^{-0.626}$ متناسب است که این نشان می‌دهد اثر اندازه در تیرهای عمیق با بتن سبک نسبت به بتن معمولی بیشتر است.

در هر دو گروه از تیرها نسبت بار ترک خوردگی برشی به مقاومت نهایی $(\frac{V_d}{V_n})$ عدد کوچکی است (برای بتن سبک بین ۰/۲ تا ۰/۴۵ و برای بتن معمولی بین ۰/۲۳ تا ۰/۵۷) که این نشان دهنده این است که تیرهای عمیق بعد از ترک قطری دارای ظرفیت تحمل بار بیشتری هستند.

مقاومت ترک قطری و مقاومت اولین ترک خمشی تقریباً به اندازه

گسترش ترک‌های قطری باعث افزایش بیشتر تغییر شکل وسط دهانه تیر می‌شود. بار وارده به تیر بعد از تشکیل و گسترش ترک قطری که در نهایت باعث باز شدن بیش از حد ترک‌های قطری و گسیختگی می‌شود، به شدت کاهش می‌یابد.

۴-۵ نیروی برشی نرمالیزه شده

نیروی برشی نرمالیزه شده اولین ترک خمشی $\eta_n = \frac{V_n}{b_w h f_c}$ ، نیروی برشی نرمالیزه شده ترک برشی (قطری) $\eta_d = \frac{V_d}{b_w h f_c}$ و نیروی برشی نرمالیزه شده مقاومت نهایی $\eta_n = \frac{V_n}{b_w h f_c}$ در شکل ۷ و جدول ۵ نشان داده شده است که در آن V_n مقاومت اولین ترک خمشی، V_d مقاومت برشی ترک قطری و V_n مقاومت برشی نهایی است. همان‌طور که در شکل ۷ الف نشان داده شده است نیروی برشی نرمالیزه شده برای بتن سبک پایین‌تر از بتن معمولی قرار دارد. وقتی که ارتفاع افزایش می‌یابد نیروی برشی نرمالیزه شده نیز کاهش می‌یابد که شدت این کاهش در تیرهای عمیق با بتن سبک نسبت به بتن معمولی بیشتر است. وقتی که ارتفاع از ۳۰۰ میلیمتر به ۹۰۰ میلیمتر افزایش می‌یابد نیروی برشی نرمالیزه شده η_n به اندازه ۵۰٪ برای بتن

جدول ۵. خلاصه نتایج آزمایشات و مقایسه با نتایج مقاومت برشی پیشبینی شده توسط آیین‌نامه‌ها و روش‌های تحلیل

Table 5. Test results

| نام نمونه | مقاومت برشی (kN) V_{exp} | | | مقاومت برشی نرمالیزه شده $\eta_n = \frac{V_n}{b_w h f'_c}$ | | | مقاومت برشی پیش بینی شده (kN) V_{Pre} | | | | | $\gamma = \frac{(V_n)_{Pre}}{(V_n)_{Exp}}$ | | | | |
|------------------------------|-------------------------------|--------|--------|---|----------|----------|--|-------|-------|--------------|---------------|--|------|-------|---------------|---------------|
| | $2V_{fl}$ | $2V_d$ | $2V_n$ | η_{fl} | η_d | η_n | ACI 318-11 | EC2 | CSA | Tan (modify) | Arabzade 2009 | ACI 318-11 | EC2 | CSA | Tan and Cheng | Arabzade 2009 |
| N-30-0.5 | 93 | 139 | 607 | 0/06 | 0/09 | 0/41 | 420/6 | 396/7 | 505/4 | 346/8 | 340/4 | 0/693 | 0/65 | 0/83 | 0/57 | 0/56 |
| N-45-0.5 | 123 | 178 | 661 | 0/05 | 0/08 | 0/29 | 543/3 | 512/6 | 638/3 | 529 | 442/8 | 0/821 | 0/77 | 0/96 | 0/8 | 0/67 |
| N-60-0.5 | 137 | 235 | 761 | 0/05 | 0/08 | 0/26 | 643/9 | 612/2 | 796 | 643/5 | 513/6 | 0/846 | 0/80 | 1/04 | 0/845 | 0/698 |
| N-90-0.5 | 244 | 479 | 834 | 0/06 | 0/11 | 0/20 | 833/3 | 802/6 | 993/2 | 861/8 | 701/8 | 0/999 | 0/96 | 1/19 | 1/033 | 0/841 |
| L-30-0.5 | 61 | 101 | 481 | 0/05 | 0/08 | 0/36 | 322 | 331/5 | 386/9 | 326/5 | 282/3 | 0/67 | 0/69 | 0/80 | 0/677 | 0/587 |
| L-45-0.5 | 79 | 142 | 567 | 0/04 | 0/07 | 0/28 | 415/8 | 428/4 | 488/6 | 489/1 | 367/3 | 0/73 | 0/75 | 0/86 | 0/862 | 0/647 |
| L-60-0.5 | 105 | 200 | 648 | 0/04 | 0/07 | 0/25 | 535/8 | 545/6 | 662/5 | 590 | 467/4 | 0/827 | 0/84 | 1/02 | 0/91 | 0/72 |
| L-90-0.5 | 204 | 345 | 758 | 0/05 | 0/08 | 0/18 | 725/6 | 740/7 | 864/8 | 781/7 | 637 | 0/957 | 0/97 | 1/14 | 1/031 | 0/84 |
| میانگین (بتن معمولی) | | | | | | | | | | | 0/84 | 0/79 | 1 | 0/812 | 0/692 | |
| انحراف از معیار (بتن معمولی) | | | | | | | | | | | 0/126 | 0/12 | 0/15 | 0/190 | 0/115 | |
| میانگین (بتن سبک) | | | | | | | | | | | 0/897 | 0/81 | 0/95 | 0/87 | 0/7 | |
| انحراف از معیار (بتن سبک) | | | | | | | | | | | 0/125 | 0/12 | 0/15 | 0/146 | 0/109 | |

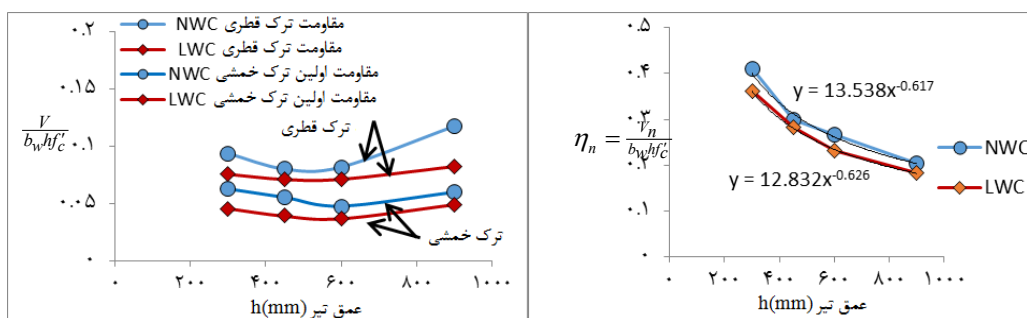
روش عربزاده و روش Tan and Cheng برای بتن سبک طبق آیین‌نامه‌ها ضریب $\lambda=0/85$ در مقاومت فشاری نمونه‌ها (f'_c) اعمال شد.

همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود نتایج در تمام روش‌ها برای بتن‌های سبک و بتن معمولی تقریباً یکسان و نزدیک به هم می‌باشد. تمام روش‌ها برای ارتفاع‌های کوچکتر ($h \leq 60mm$) محافظه کارانه بوده و دارای حاشیه امنیت مناسبی هستند هرچند این حاشیه امنیت با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. نتایج آیین‌نامه ACI و EC2 و روش عربزاده برای هر دو گروه از تیرها تقریباً یکسان بوده و در تمام تیرها محافظه کارانه هستند؛ در تیرهای کوچکتر $h = 300 mm$ دارای حاشیه امنیت زیاد بوده و با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد بطوریکه در $h = 900 mm$ مقاومت اندازه‌گیری شده با مقاومت به‌دست آمده از آیین‌نامه تقریباً یکسان است. آیین‌نامه CSA برای تیرهای با ارتفاع بیشتر ($h \geq 60mm$) غیر محافظه کارانه است. در تمامی روش‌های ذکر شده نتایج حاصل برای بتن سبک با

تیر بستگی ندارد و همان‌طور که در شکل ۷ ب دیده می‌شود برای بتن سبک و معمولی نمودار تقریباً به‌صورت یک خط صاف است.

۶- مقایسه مقاومت برشی اندازه‌گیری شده با نتایج آیین‌نامه‌ها

نتایج حاصل از آزمایش برای هر دو گروه از تیرها با روابط آیین‌نامه‌ها که ذکر شد (آیین‌نامه ACI، آیین‌نامه CSA، آیین‌نامه EC2، روش Tan and Cheng و روش عربزاده ۲۰۰۹) مقایسه شد. توزیع نسبت مقاومت برشی اندازه‌گیری شده به مقاومت پیش‌بینی شده ($\gamma = \frac{(V_n)_{Pre}}{(V_n)_{Exp}}$) برای تیرهای عمق با بتن سبک و بتن معمولی در مقابل ارتفاع برای تمامی روش‌ها در شکل ۸ رسم شده است. میانگین و انحراف از معیار برای هر دو گروه از تیرها (بتن سبک و معمولی) در بالای هر نمودار ذکر شده است. در روش آیین‌نامه CSA بعد از محاسبه مشخص شد که آرماتورهای طولی تسلیم می‌شوند به همین دلیل در محاسبه کرنش کششی (ϵ_s) از کرنش نقطه تسلیم فولادها استفاده شد ($\epsilon_s = \epsilon_y$).

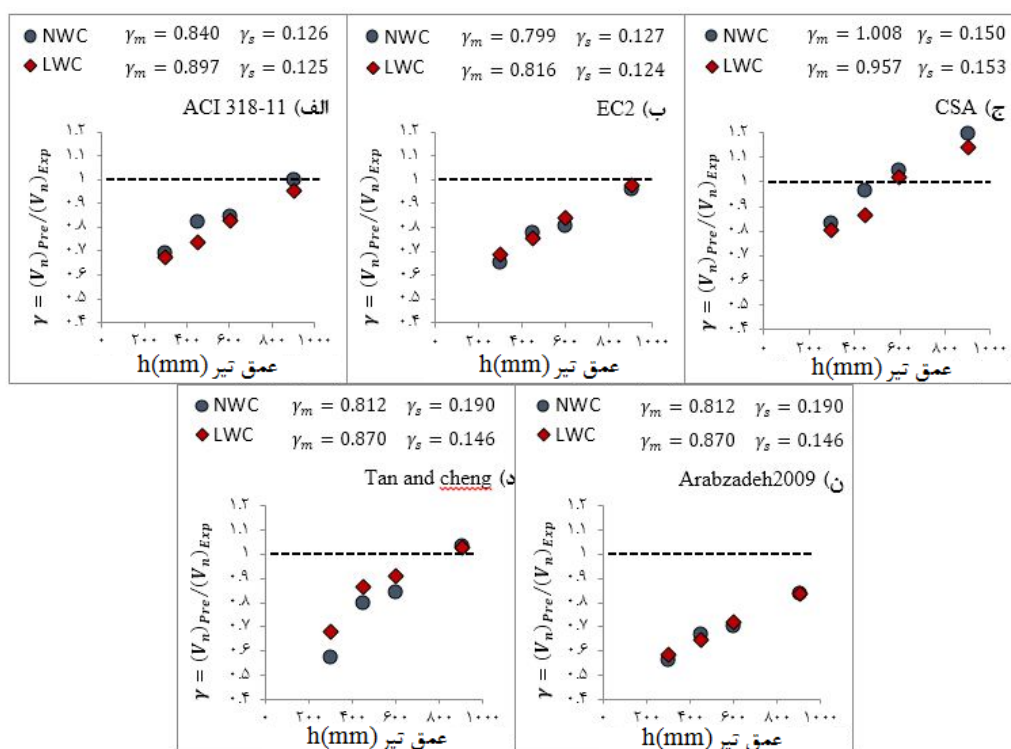


ب

الف

شکل ۷. نیروی برشی نرمالیزه شده در برابر ارتفاع (الف) مقاومت نهایی (ب) اولین ترک خمشی و قطری

Fig. 7. Normalized shear strength-height diagram a) Ultimate resistance b) Flexural and diagonal crack resistanc



شکل ۸. نسبت مقاومت برشی اندازه‌گیری شده به مقاومت پیش‌بینی شده ($\gamma = \frac{(V_n)_{Pre}}{(V_n)_{Exp}}$) در مقابل ارتفاع

Fig. 8. Measured shear strength to predicted shear strength versus height

۷- طراحی تیرهای عمیق

با توجه به اینکه در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) روش صریحی برای طراحی تیرهای عمیق ذکر نشده و بیان شده که می‌توان برای طراحی از روش‌ها و آیین‌نامه‌های معتبر استفاده کرد لذا در این مقاله نتایج حاصل از آزمایش با نتایج روش خرپا آیین‌نامه‌های معتبر و چند روش تازه مقایسه شد. نتایج نشان داد که در همه آیین‌نامه‌ها و روش‌های بررسی شده،

بتن معمولی یکسان است. در مورد تیرهای آزمایش شده نتایج روش عربزاده ۲۰۰۹ کمترین میانگین و انحراف از معیار را دارد که نشان می‌دهد این روش با اینکه محافظه کارانه است ولی دارای کمترین پراکندگی در نتایج می‌باشد. نتایج روش آیین‌نامه CSA بیشترین میانگین را دارد که نشان می‌دهد روش آیین‌نامه CSA در مورد تیرهای آزمایش شده غیرمحافظه کارانه بوده که این امر نیاز به بررسی بیشتر دارد.

است که این نشان می‌دهد اثر اندازه در تیرهای عمیق با بتن سبک نسبت به بتن معمولی بیشتر است. البته نتایج تقریباً به هم نزدیک هستند که این بدلیل نوع سنگدانه‌های مصرفی می‌باشد.

۱۰. ابعاد صفحات بارگذاری تأثیر زیادی در مقاومت برشی تیرهای عمیق دارد ولی تغییر ابعاد صفحات بارگذاری متناسب با ارتفاع نمی‌تواند مانع از بروز اثر اندازه شود.

۱۱. نتایج آیین‌نامه‌های ACI، CSA و EC2 و روش‌های بررسی شده برای تیرها با ارتفاع کم (۳۰ cm) و برای هر دو گروه از تیرها محافظه کارانه است.

۱۲. در آیین‌نامه‌های ACI، CSA و EC2 با افزایش ارتفاع تیر از حاشیه ایمنی کاسته می‌شود.

۱۳. نتایج آیین‌نامه‌های ACI 318-11، EC2 و روش عربزاده در تمامی تیرهای آزمایش شده و در هر دو سری از تیرها محافظه کارانه می‌باشد.

۱۴. نتایج آیین‌نامه CSA برای تیرهای با ارتفاع بیشتر (۹۰ cm) و در هر دو گروه از تیرها غیر محافظه کارانه می‌باشد (به میزان ۱۴ درصد مقاومت را بیشتر پیشبینی کرده) که این موضوع نیاز به بررسی بیشتر دارد.

۱۵. در آیین‌نامه EC2 چون در محاسبه ضریب مقاومت مؤثر بتن برای بتن سبک از وزن مخصوص بتن سبک استفاده می‌کند، به همین دلیل نتایج بتن سبک و بتن معمولی به هم نزدیک هستند.

۱۶. با توجه به میانگین و انحراف از معیار نتایج روش عربزاده ۲۰۰۹ محافظه‌کارترین و کمترین پراکندگی را با نتایج آزمایشگاهی دارد.

۸- مراجع

- [1] A.Arabzadeh, 2001. Analysis of some experimental results of simply supported deep beams using truss analogy method. Iranian Journal of Science & Technology, Vol. 25, No. 1, pp. 115-128.
- [2] ACI 318-11, 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Michigan.
- [3] Kani, G., 1967. How safe are our large reinforced concrete beams. ACI Journal, Vol. 64(3), pp. 128-141.
- [4] Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiayma, H. and Okada, T., 1989. Shear strength of large reinforced concrete

تأثیر نوع بتن در روابط در نظر گرفته شده است. با توجه به نتایج برای اینکه تیر عمیق طراحی شده با ارتفاع‌های مختلف دارای حاشیه امنیت کافی باشد توصیه می‌شود برای طراحی از روش آیین‌نامه EC2 و روش دکتر عربزاده که توضیح داده شد استفاده شود.

۸ - نتیجه‌گیری

از نتایج آزمایشات و تحلیل‌های انجام شده می‌توان نتیجه گرفت:

۱. با افزایش ارتفاع تیر مد گسیختگی تغییر نمی‌کند، به بیان دیگر مد گسیختگی تیرهای آزمایش شده مستقل از ارتفاع و نوع بتن می‌باشد.

۲. گسیختگی در هر دو گروه از تیرها به صورت ترد و ناگهانی اتفاق می‌افتد که بیشتر بدلیل نبود آرماتور برشی می‌باشد.

۳. مسیر گسیختگی در تیرهای عمیق با بتن سبک هموارتر از تیرهای عمیق با بتن معمولی است. که این امر بدلیل مقاومت کم سبکدانه‌ها و عبور ترک از بین سنگدانه‌ها می‌باشد.

۴. الگوی تشکیل ترک‌ها بیشتر تحت تأثیر ارتفاع تیرها است و تأثیر ارتفاع در تشکیل و گسترش ترک‌ها در تیرهای عمیق با بتن سبک شبیه تیرهای عمیق با بتن معمولی است.

۵. نسبت مقاومت اولین ترک قطری به مقاومت نهایی با افزایش ارتفاع در تیرهای عمیق با بتن سبک و بتن معمولی افزایش می‌یابد (حدوداً دو برابر می‌شود).

۶. در هر دو گروه از تیرها نسبت بار ترک‌خوردگی قطری (ترک برشی) به مقاومت نهایی عدد کوچکی است (برای بتن سبک بین ۰/۲ تا ۰/۴۵ و برای بتن معمولی بین ۰/۲۳ تا ۰/۵۷) که این نشان دهنده این است که تیرهای عمیق بعد از ترک قطری دارای ظرفیت تحمل بار بیشتری هستند.

۷. در هر دو گروه از تیرها نیروی اولین ترک خمشی نرمالیزه شده و اولین ترک قطری نرمالیزه شده به اندازه تیر بستگی ندارد.

۸. با افزایش ارتفاع، مقاومت برشی نرمالیزه شده کاهش می‌یابد. وقتی که ارتفاع تیر از ۳۰ cm به ۹۰ cm افزایش می‌یابد مقاومت برشی نرمالیزه شده برای هر دو گروه از تیرها تقریباً به اندازه ۵۰٪ کاهش می‌یابد.

۹. کاهش مقاومت برشی نرمالیزه شده در تیرهای عمیق با بتن معمولی با $h^{0.617}$ و در تیرهای عمیق با بتن سبک با $h^{0.626}$ متناسب

- [10] Tan, K. H., and Cheng, G. H., "Size Effect on Shear Strength of Deep Beams: Investigating with Strut-and-Tie Models," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 132, No. 5, 2006, pp. 673-685.
- [11] Sherwood, E., Bentz, E., & Collins, M., 2007. Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI structural Journal*, Vol. 107(2), pp. 180-190
- [12] CSA A23.3-94, 1994. Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.
- [13] Keun-Hyeok Yang, 2010. Tests on Lightweight Concrete Deep Beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 6, pp. 663-670.
- [14] EN 1992-1-1:2004, 2004. Design of Concrete Structures. British Standards Institution, London, UK
- [15] Arabzadeh, A., Rahaie, A.R. and Aghayari, R., 2009, "A Simple Strut-and-Tie Model for Prediction of Ultimate Shear Strength of RC Deep Beams", *International Journal of Civil Engineering* Volume 7, Issue 3, September 2009, p.p. 141-153.
- [16] Pars Sirjan Civil Company www.omranpars.com
- beams, *Fracture Mechanics: Application to concrete.*, SP-118, ACI, Detroit, 259-279
- [5] Collins, M.P., and Mitchell, D., 1986. A Rational Approach to shear design-The 1984 Canadian Code Provisions. *ACI Journal, Proceedings*. Vol. 83, No.6, pp. 925-933
- [6] Reineck, K.H., 1991. Ultimate shear force of structural concrete members without transverse Reinforcement Derived from Mechanical Model. *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, pp. 592-602
- [7] Bazant Z.P., 1997. Scaling of Quasi-Brittle Fracture: Asymptotic Analysis. *International Journal of Fracture*, Vol. 83, No. 1, pp. 19-40.
- [8] Yang, K. H.; Chung, H. S.; Eun, H. C.; and Lee, E. T., "Shear Characteristics of High-Strength Concrete Deep Beams without Shear Reinforcement," *Engineering Structures*, V. 25, No. 8, 2003, pp. 1343-1352.
- [9] Yang, K. H.; Chung, H. S.; and Ashour, A. F., "Influence of Section Depth on the Structural Behavior of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams," *Magazine of Concrete Research*, V. 59, No. 8, 2007, pp. 575-586.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Arabzade, A. Noori Soola, Height effect on shear strength of deep beams without Shear Reinforcement with normal and lightweight concrete, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(10) (2021) 2501-2514.

DOI: [10.22060/ceej.2019.8777.4779](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.8777.4779)



